appunti
www.centroappunti.it
Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari
Tesi di laurea
Cartoleria e cancelleria
Stampa file e fotocopie
Print on demand
Rilegature

NUMERO: 1127 DATA: 22/09/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Vassallo

MATERIA: Meccanica delle Rocce + Temi + Eserc.

Prof. Scavia_Barbero

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.
Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTI E NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

MECCANICA DELLE ROCCE 05BPMMX

Docente

Prof. Claudio SCAVIA (011/ 0904823)
claudio.scavia@polito.it

Esercitatore

Prof. Monica BARBERO (011/ 0904888)
monica.barbero@polito.it

APPUNTI DI *LUCA VASSALLO*
ANNO ACCADEMICO 2013/2014

Orientazione

[Hp: si considera il piano medio delle discontinuità, su cui si interpola la retta di massima pendenza]

$$\begin{cases} descritta\ da\ 2\ angoli: \begin{cases} inclinazione\ (dip): \psi\ \epsilon\ [0°; 90°] \\ \underbrace{direzione\ di\ immersione}_{(oraria)}\ (dip\ direction): \alpha\ \epsilon\ [0°; 360°]\ ; \end{cases} \\ misurata\ con\ la\ bussola\ geologica. \end{cases}$$

$$\left[polo\ del\ piano\ (uscente\ verso\ il\ basso): \begin{cases} \alpha_{polo} = \alpha_{piano} \pm 180° \\ \psi_{polo} = 90° - \psi_{piano} \end{cases}\right]$$

→ Orientazione di un piano medio di un sistema

- Analisi a cluster $\begin{cases} diagrammi\ di\ egual\ densità\ di\ percentuale\ dei\ poli\ a\ forma\ di\ ellisse\ distorta \\ \begin{cases} considero\ i\ piani\ perpendicolari\ in\ corrispondenza\ dei\ due\ semiassi \\ lungo\ di\ essi\ costruisco\ le\ curve\ di\ distribuzione\ dei\ poli \end{cases} \end{cases}$

  →definisco il valore caratteristico di $\begin{cases} inclinazioni \\ direzioni\ di\ immersione \end{cases}$.

- Analisi vettoriale $\begin{cases} considero\ i\ piani\ come\ versori \\ ne\ determino\ la\ risultante \end{cases}$

$$\rightarrow \text{RILIEVO} \begin{cases} \begin{matrix} metodi\ classici \\ (piccola-media\ scala) \end{matrix} \begin{cases} \begin{cases} stendimenti: nastro\ di\ 10m\ sul\ fronte \rightarrow traccia \\ finestre\ di\ rilievo: delimito\ porzione, contenente\ tracce \\ fori\ di\ sondaggio: estrazione\ carote \begin{cases} pro: \perp fronte \\ contro: disturbo \end{cases} \end{cases} \\ \rightarrow LIMITI\ (possono\ capitare): \begin{cases} poco\ sicuri; \\ lunghi\ e\ costosi; \\ accessibilità; \\ obiettività. \end{cases} \end{cases} \\ grande\ scala \begin{cases} fotogrammetria \begin{cases} aerea; \\ terrestre. \end{cases} \\ laser\ scanner. \end{cases} \end{cases}$$

→ RILIEVO DI PIU' DISCONTINUITA'

molte discontinuità rilevate appartengono a sistemi di piani;
per analizzare un numero elevato di piani si fa riferimento ai poli

$\Longrightarrow$ si analizza la $\overbrace{\text{concentrazione dei poli}}^{set\ di\ piani\ con\ (\psi,\alpha) simili}$, per determinare $\begin{cases} valore\ centrale\ del\ sistema; \\ legge\ di\ distribuzione \\ attorno\ al\ valore\ centrale; \end{cases}$

<u>*rappresentazione di isofrequenze – reticolo di Dennis*</u>

divido l'emisfero inferiore in aree di 1% dell'area totale;

$$\underbrace{f}_{\substack{frequenza \\ dell'area \\ i-esima}} = \frac{\overset{n^\circ\ poli}{area\ i-esima}}{n^\circ_{poli\ TOT}} \Longrightarrow \sum(f)_{Dennis} = 100\%$$

<u>*rappresentazione di isopoli*</u>

considero un cerchio di raggio $r = f(reticolo\ stereografico)$;
conto i poli che cadono nel cerchio;
faccio una media mobile sullo stereogramma;
$\Longrightarrow$ alcuni poli sono contati più volte $\Longrightarrow \sum(f)_{isopoli} \sim 100\%$.
c'è un passaggio più graduale tra le aree isopoli rispetto alle aree isofrequenze.

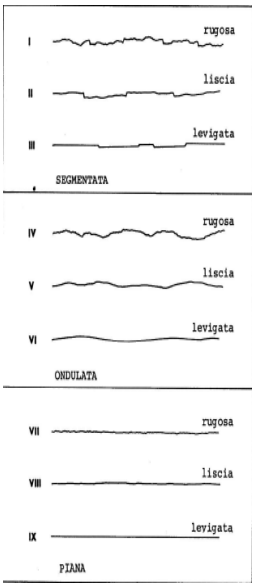
→ **rappresento le aree ad ugual concentrazione**

$\Longrightarrow$ individuo i sistemi di discontinuità caratteristici
$\Longrightarrow$ sostituisco i sistemi con un polo rappresentativo:

$$\begin{cases} considero\ zona\ con\ alta\ concentrazione\ di\ poli; \\ individuo\ il\ baricentro; \\ vi\ associo\ un\ polo \end{cases} \Longrightarrow \begin{matrix} riduco\ il\ sistema\ di \\ discontinuità\ ad\ un\ piano \end{matrix}$$

.

Rugosità (scabrezza) $\boxed{1}$ *descrive la rugosità su due scale di osservazione:*



$$\begin{cases} \begin{matrix} grandi\ dimensioni \\ (piccola\ scala) \end{matrix} : \begin{matrix} ondulazione\ rispetto\ al\ piano\ medio\ delle\ discontinuità \\ (ordine\ dei\ m) \\ \rightarrow utilizzo\ aste\ per\ misurare\ l'inclinazione\ delle\ asperità \end{matrix} \\ \begin{cases} segmentata \\ ondulata \\ piana \end{cases} \\ \begin{matrix} piccoli\ dimensioni \\ (grande\ scala) \end{matrix} : \begin{matrix} rugosità\ delle\ superfici\ affacciate\ di\ una\ discontinuità \\ (ordine\ dei\ cm) \\ \rightarrow misura\ in\ laboratorio, su\ carotaggi \end{matrix} \\ \begin{cases} rugosa \\ liscia \\ levigata \end{cases} \end{cases}$$

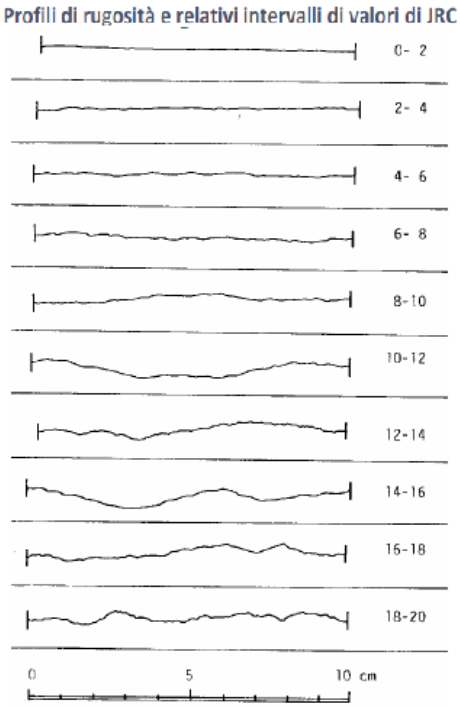
$\boxed{2}$ *grandezza che contribuisce alla resistenza al taglio, opponendosi allo scorrimento tra le due facce delle discontinuità.*

$$\left(\begin{matrix} \text{Ente frattale: } ente\ che\ presenta\ n°_{dettagli} \propto profondità_{osservazione}; \\ si\ divide\ in \begin{cases} ente\ autosomigliante: la\ parte\ piccola\ ha\ forma\ simile\ a\ quella\ grande; \\ ente\ autoaffine: i\ dettagli\ più\ piccoli\ sono\ diversi\ da\ quelli\ più\ grandi. \end{cases} \\ Le\ discontinuità\ sono\ considerate\ autoaffini \implies inclinazione_{asperità} \propto \dfrac{1}{\begin{matrix} dimesione \\ d'osservazione \end{matrix}}. \end{matrix} \right)$$

→ JRC (joint roughness coefficient)

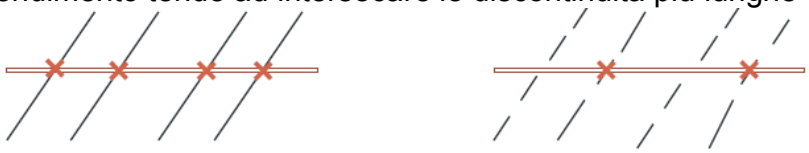
Barton stabilì che su una discontinuità naturale si possono riconoscere 10 tipi di profili.

- con il profilometro individuo uno o più profili;
- faccio un confronto con i profili tabulati;
- scelgo un JRC.



ERRORI NEI DATI DI RILIEVO

1. linea di stendimento tende ad intersecare le discontinuità più lunghe e persistenti



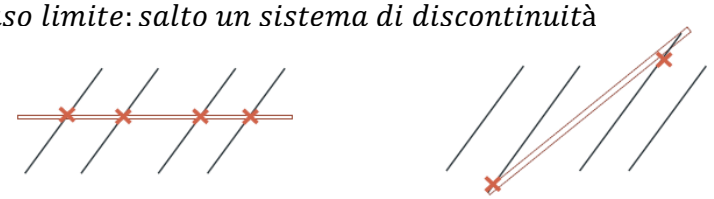
STESSO stendimento, STESSA spaziatura, STESSA giacitura, DIVERSA persistenza, DIVERSA FREQUENZA di RILIEVO

→compensazione: le discontinuità più lunghe tendono ad uscire dalla finestra di osservazione, sono troncate; è di per sé anche un errore, ma compensa l'errore precedente.

2. errore di Terzaghi:

la linea di stendimento tende ad intersecare le discontinuitàcon traccia ⊥ stendimento;

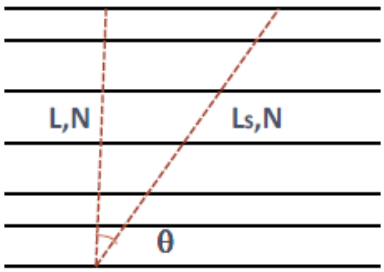
$$\begin{cases} caso\ genreale: attribuisco\ frequenze < \ frequenze_{effettive} \\ caso\ limite: salto\ un\ sistema\ di\ discontinuità \end{cases}$$



STESSA spaziatura, STESSA giacitura, STESSA persistenza, DIVERSO orientazione stendimento DIVERSA FREQUENZA di RILIEVO.

considero $\begin{cases} \theta\ \left(angolo\ tra\ \begin{cases} bandella \\ normale\ alle\ discontinuità \end{cases}\right) \\ N\ (n°_{corretto\ di\ scarti}) \end{cases}$

$\boxed{caso\ 1}$ $\begin{cases} N = cost \\ L < L_s \end{cases}$



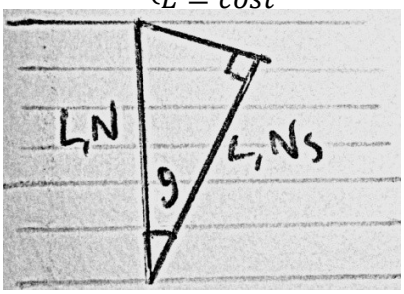
L_lunghezza stendimento in direzione ⊥ discontinuità

L_s_lunghezza stendimento inclinato di θ rispetto alla direzione ⊥ discontinuità

$$L_s = \frac{L}{cos\theta}$$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{N}{L} \\ \lambda_s = \frac{N}{L_s} \boxed{*} \end{cases} \Rightarrow L < L_s \Rightarrow \lambda > \lambda_s$$

$\boxed{caso\ 2}$ $\begin{cases} N > N_s \\ L = cost \end{cases}$



$$\begin{cases} \lambda = \frac{N}{L} \\ \lambda_s = \frac{N_s}{L} = \boxed{*} \frac{N}{L_s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_s = Ncos\theta \Rightarrow N = \frac{N_s}{cos\theta}$$

COMPORTAMENTO MECCANICO DELLA <u>MATRICE ROCCIOSA</u>

→ PROVE DI LABORATORIO

in genere standardizzate; si ritrovano nei report dell'ISRM.

→ definizione dei parametri di $\begin{cases} deformabilità \\ resistenza \end{cases}$

per: $\begin{cases} studiare\ l'AR\ con\ il\ metodo\ del\ discontinuo\ (in\ problemi\ di\ grande\ dimensione); \\ studiare\ il\ comportamento\ della\ matrice\ rocciosa\ come\ pietra\ da\ edilizia. \end{cases}$

con: $\begin{cases} prove\ di\ compressione\ \begin{cases} monoassiale \\ triassiale \end{cases} \\ prove\ di\ trazione\ \begin{cases} diretta \\ indiretta \end{cases} \\ prove\ di\ taglio. \end{cases}$

→ classificazione e definizione di proprietà indice: $\begin{cases} porosità \\ permeabilità \\ velocità\ sonica \end{cases}$

<u>porosità</u>

$\boxed{1}$ $n = \frac{V_v}{V_{TOT}}$

$\boxed{2}$ *presenza di pori che, anche se piccola* $\begin{cases} diminuisce\ resistenza; \\ aumenta\ deformabilità. \end{cases}$

$\boxed{3}$ in generale: porosità$\propto \frac{1}{densità}$

→ misurata attraverso: $\begin{cases} misura\ della\ densità; \\ misura\ di\ w\ (dopo\ saturazione). \end{cases}$

→ $\begin{cases} rocce\ arenarie; \\ rocce\ carbonatiche; \\ rocce\ ignee\ con\ alti\ processi\ di\ alterazione\ (pietra\ pomice). \end{cases}$

<u>peso specifico o densità</u>

(peso dell'Unità di Volume [kN/m^3])

La maggior parte delle rocce ha un peso dell'unità di volume tipicamente di 25-27 kN/m^3.

<u>velocità sonica</u>

$$\begin{cases} \overset{matrice\ rocciosa}{\tilde{v}_s} = f\left(\begin{matrix} minerali \\ microdifetti \end{matrix}\right) \\ \begin{matrix} discontinuità \\ (nell'AR) \end{matrix} \Longrightarrow variazioni\ di\ v_s \end{cases}$$

→prova:

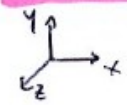
$\begin{cases} \text{misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali nella roccia;} \\ (CFR\ con\ il\ valore\ ottenuto\ da\ prove\ geofisiche\ per\ ottenere\ info\ su\ grado_{fratturaz.} \end{cases}$

→ eseguita in laboratorio mediante un'apparecchiatura costituita da:

- un generatore di impulsi ultrasonici;
- due trasduttori applicati alla testa del campione per $\underbrace{\begin{cases} trasmissione \\ ricezione \end{cases}}_{del\ segnale}$;
- un amplificatore collegato ad un oscilloscopio a raggi catodici;
- un misuratore di intervalli di tempo ad alta risoluzione.

[La matrice rocciosa contiene solo microdifetti (piccole fratture e vuoti).
⟹ il provino di laboratorio ha dimensioni sufficientemente grandi da potersi considerare un REV.
⟹ è possibile sostituire la matrice rocciosa con un continuo equivalente.]

TEORIA DELL'ELASTICITÀ



$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)\right] \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E}\left[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)\right] \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)\right] \end{cases} \qquad \begin{cases} \frac{1}{2}\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \end{cases}$$

– RELAZIONI ELASTICHE CHE LEGANO σ ED ε.

DALLA TEORIA DELLA ISOTROPIA SO CHE, SE ALCUNI DUE PARAMETRI INDIPENDENTI, GLI ALTRI POSSONO VENIRE DETERMINATI IN BASE A QUESTI.

PARAMETRI DEFORMATIVI:

IN COMPRESSIONE MONOASSIALE $\sigma_x = \sigma_z = 0$

$$\Rightarrow \varepsilon_y = \frac{1}{E}\sigma_y \Rightarrow \boxed{E = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y}} = \boxed{\frac{\sigma_A}{\varepsilon_A}}$$

– MODULO DI YOUNG: PROPENSIONE DELLA ROCCIA A SCHIACCIARSI, QUANDO APPLICO UN CARICO VERTICALE

"E" PUÒ ESSERE DETERMINATO IN UN TRATTO DI CURVA A COMPORTAMENTO ELASTICO.

$$\Rightarrow \varepsilon_x = \varepsilon_z = \frac{1}{E}\left[-\nu\cdot(\sigma_y)\right] = -\nu\frac{\sigma_y}{E} = -\nu\,\varepsilon_y \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \boxed{\nu = \left|-\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_y}\right|} = \boxed{\left|-\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_A}\right|}$$

– COEFF. DI POISSON: PROPENSIONE DELLA ROCCIA A SPANCIARSI, QUANDO APPLICO UN CARICO VERTICALE.

→ $0 < \nu < \underbrace{0{,}5}_{\text{LIMITE SUPERIORE IN CAMPO ELASTICO}}$

DIM:

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = -\nu\varepsilon_y + \varepsilon_y - \nu\varepsilon_y = \varepsilon_y(1-2\nu);$$

$$\nu = 0{,}5 \Rightarrow \frac{\Delta V}{V} = 0$$

! PER $\nu > 0{,}5$, $\frac{\Delta V}{V}$ SAREBBE NEGATIVO, MA NELL'ELASTICITÀ LA DIMINUZIONE DI VOLUME È SEMPRE POSITIVA!

→ $0{,}2 < \nu < 0{,}35$ – RARITÀ

ESISTONO CONGLOMERATI NATURALI CHE FANNO PARTE DELLE ROCCE

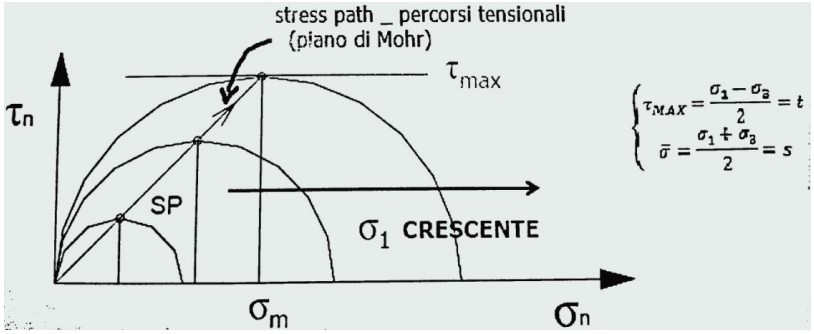
$$\text{CLS} \begin{cases} E = 250000\ \frac{kg}{cm^2} \sim 25000\,MPa \\ \nu = 0{,}2 \div 0{,}3 \\ C_0 = 20 \div 50\,MPa \end{cases}$$

!

→ procedura:

- applico il carico in controllo di deformazione assiale
  in modo da mantenere $v_{\varepsilon_{ass}} = 0{,}001 \frac{mm/mm}{s}$
  fino al raggiungimento di circa il 70% del $\underbrace{\text{carico di picco atteso}}_{\substack{valore\ tabulato, ricavabile\ da \\ prove\ eseguite\ precedentemente}}$;
- passo in controllo della DEFORMAZIONE CIRCONFERENZIALE,
  riducendo la velocità di deformazione a $v_{\varepsilon_{ass}} = 0{,}0001 \frac{mm/mm}{s}$,
  fino a che la forza applicata non scende sino al 50% di quella misurata al picco.

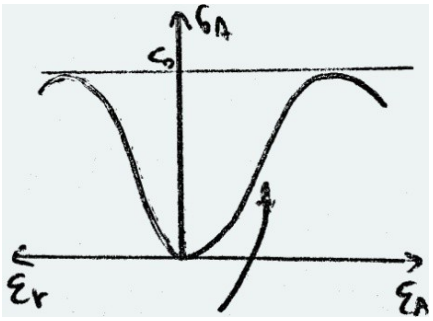
- torno alla velocità di deformazione assiale di 0.001 mm/mm/s, fino a che la curva completa sforzi-deformazioni non sia ottenuta (30-40% del picco).



→ parametri:

- C_0: resistenza a compressione monoassiale
  (tensione calcolata in corrispondenza del picco,
  a cui avviene la rottura).
- $\begin{cases} \varepsilon_a: deformazioni\ di\ accorciamento\ (positive) \\ \varepsilon_r: deformazioni\ di\ spanciamento\ (negative) \end{cases}$.
- $\begin{cases} E_{tan} = \left(\frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a}\right)_{C_0/2} \\ E_{sec} = \left(\frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}\right)_{C_0/2} \end{cases}$: modulo elastico di Young.
- $\nu = \left|\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_a}\right|$:coefficiente di Poisson.
- deformazione volumetrica:

$$\varepsilon_V = \varepsilon_a + 2\varepsilon_d = \varepsilon_a(1 - 2\nu) \Leftarrow \begin{cases} \varepsilon_a = \varepsilon_y = \frac{1}{E}\left(\sigma_y - \nu[\sigma_x + \sigma_z]\right) = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{\sigma_a}{E} \\ \varepsilon_d = \varepsilon_x = \frac{1}{E}\left(\sigma_x - \nu[\sigma_y + \sigma_z]\right) = -\frac{\nu}{E}\sigma_y = -\nu\frac{\sigma_a}{E} = -\nu\varepsilon_a \end{cases}$$



- carico di rottura: massimo carico sopportabile, oltre il quale non c'è più
  il comportamento originale; irreversibilità che porta al collasso.

I risultati della prova di compressione monoassiale possono essere utilizzati per definire classi di qualità della Roccia INTATTA (Deere, 1978)			
CLASSE	**DESCRIZIONE**	**Co [MPa]**	**esempi**
A	MOLTO ALTA	>200	Quarziti, alcuni basalti
B	ALTA	100 – 200	Molte rocce ignee, alcune metamorfiche, calcari e dolomie
C	MEDIA	50 – 100	Arenarie e calcari porosi
D	BASSA	25 – 50	Arenarie, tufi, rocce saline, rocce alterate o degradate
E	TENERA	10 – 25	
	MOLTO TENERA	<10	

CRITERIO DI COULOMB

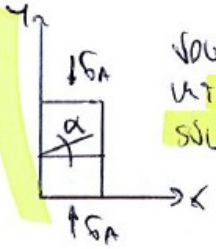
IL PROVINO SI ROMPE PER TAGLIO, LUNGO UNA SUPERFICIE INCLINATA RISPETTO ALLA TENSIONE ASSIALE σ_A, POICHÉ LUNGO QUELLA SUPERFICIE: $\tau_{RESISTENTE} = \tau_{AGENTE}$

AL DI FUORI DI QUESTA SUPERFICIE IL MATERIALE RESTA SOSTANZIALMENTE INTEGRO ED ELASTICO.

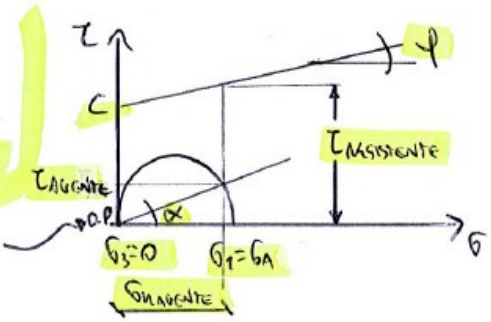
[NELLA MECCANICA DEI SUPPONE CHE NON CI SIA ACQUA → SFORZI EFFICACI ≡ SFORZI TOTALI]

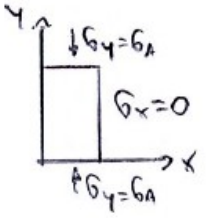
$$\underbrace{\tau_r}_{\text{RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO IL PIANO DI ROTTURA}} = \underbrace{c'}_{\text{COESIONE DEL MATERIALE (NELLE ROCCE È DOVUTA ALLA CEMENTAZIONE)}} + \sigma_n' \, tg \underbrace{\varphi}_{\text{ANGOLO D'ATTRITO}}$$

[NELLE ARGILLE È PRESENTE UNA COESIONE APPARENTE DOVUTA ALLE TENSIONI NEGATIVE DELL'ACQUA]

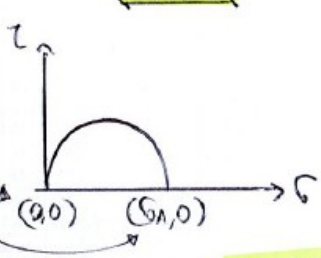


VOGLIO CONOSCERE LE TENSIONI AGENTI SUL PIANO INCLINATO DI α.





$$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \sigma_A \end{bmatrix}$$



PER INDIVIDUARE LA ROTTURA BISOGNA CONFRONTARE LA τ_{AGENTE} CON LA $\tau_{RESISTENTE}$

AFFINCHÉ AVVENGA LA ROTTURA, IL CERCHIO DI MOHR (RAPPRESENTATIVO DELLO STATO TENSIONALE) DEVE ESSERE TANGENTE AL CRITERIO DI ROTTURA, ED IL PIANO AGENTE DEVE COINCIDERE CON QUELLO RESISTENTE.

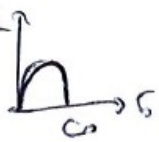
[IL CASO $\tau_{AGENTE} > \tau_{RESISTENTE}$ NON È CONTEMPLATO]

[OGNI PUNTO DEL CERCHIO DI MOHR RAPPRESENTA LA "σ" E LA "τ" AGENTI SUL PIANO CHE INTERSECA IL CERCHIO DI MOHR IN QUEL PUNTO (PASSANTE PER L'ORIGINE DEI PIANI)]

! IL PIANO DI ROTTURA FORMA UN ANGOLO β CON LA DIREZIONE DELLA σ_1 (TENSIONE VERTICALE): $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$

→ COME SI DETERMINANO $\begin{cases} \text{COESIONE "c"} \\ \text{ANGOLO D'ATTRITO } \varphi \end{cases}$, NOTO IL CERCHIO A ROTTURA?

AVENDO UN CERCHIO A ROTTURA, TANGENTE ALL'INVILUPPO DI ROTTURA, POSSO TRACCIARE ∞ TANGENTI, POICHÉ CI DÀ ∞ COPPIE $\{c, \varphi\}$.



⇒ NECESSITO DELLA PROVA A COMPRESSIONE TRIASSIALE!

→ individuazione dell'inviluppo di rottura:

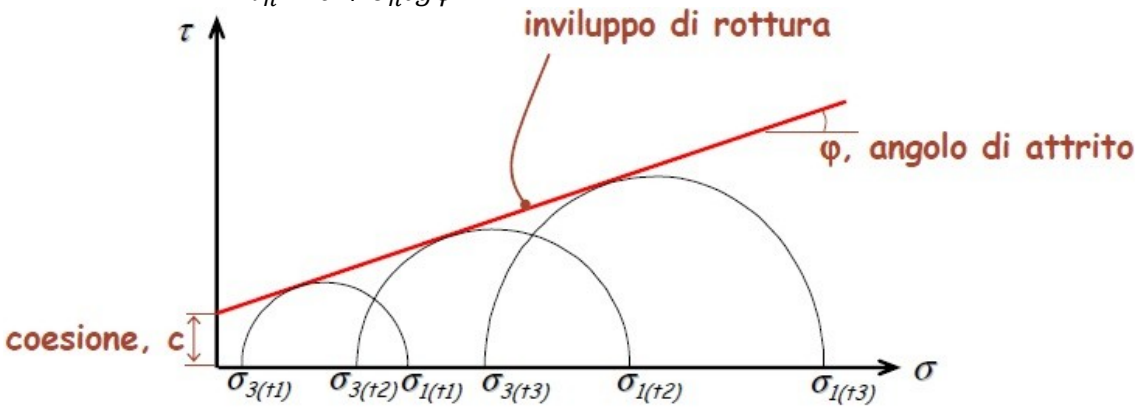
- bisogna fare il massimo numero possibile di test (su provini dello stesso materiale);
- sarebbe buona norma eseguire 3 test per ogni σ_3 applicata, tali per cui la σ_1 risulterebbe la media dei 3 test.

Prova 1	$\sigma_{1r(t1)}$	$\sigma_{3(t1)}$
Prova 2	$\sigma_{1r(t2)}$	$\sigma_{3(t2)}$
Prova 3	$\sigma_{1r(t3)}$	$\sigma_{3(t3)}$
…..	…..	…..
Prova n	$\sigma_{1r(tn)}$	$\sigma_{3(tn)}$

Per ogni provino, ricavo una σ_{1r} diversa, funzione della σ_3 applicata.

→ *inviluppo di rottura/criterio di resistenza di Coulomb:*

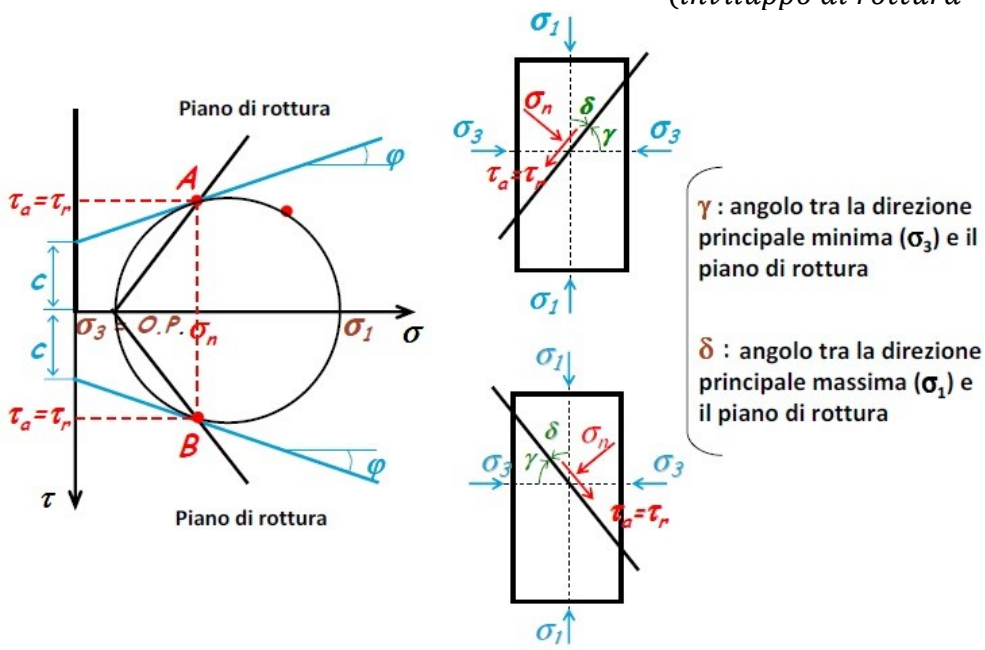
$$\tau_n = c + \sigma_n tg\varphi$$



fornisce informazioni sulla direzione/sulle due direzioni dei piani $\begin{bmatrix} \text{è } impossibile \\ sapere\ dove\ si \\ colloca\ il\ piano \end{bmatrix}$.

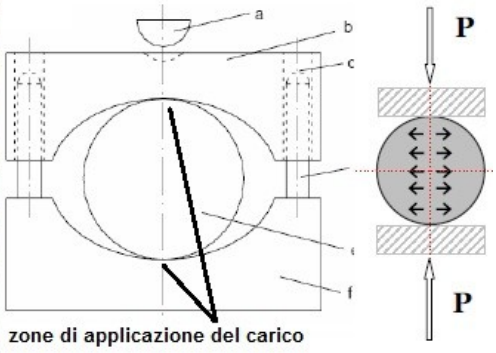
→ la rottura avviene sul piano dove $\tau_{agente} = \tau_{resistente}$;

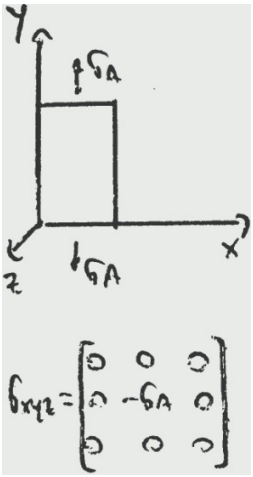
questa condizione è data dal punto di tangenza tra $\begin{cases} cerchio\ di\ Mohr \\ inviluppo\ di\ rottura \end{cases}$.



$$\left[\begin{array}{l} Le\ fratture\ all'interno\ dell'MR\ diminuiscono\ di\ molto\ la\ resistenza\ a\ trazione \\ (ancor\ più\ di\ quella\ a\ compressione, poichè\ la\ frattura\ darebbe\ ancora\ contributi). \\ Per\ individuare\ la\ fratturazione\ si\ adottano\ prove\ di\ velocità\ sismica. \end{array}\right]$$

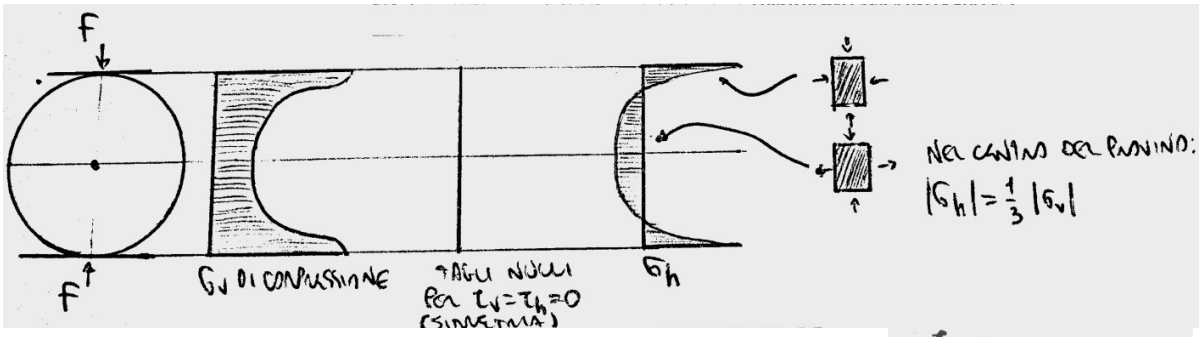
→ PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA)

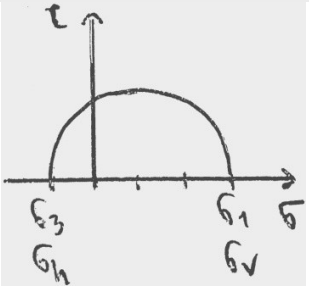




$$\sigma_{Ti} = \frac{2P}{\pi L D}$$

→ analisi tensionale:



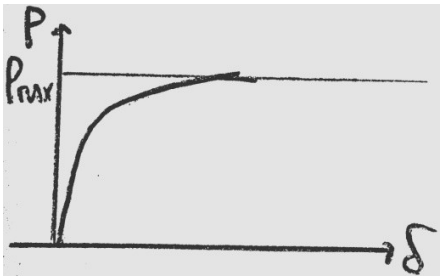


Nel centro del campione, la tensione verticale (di compressione) è pari, in modulo, a circa 3 volte la tensione orizzontale (di trazione):

$$|\sigma_v| = 3|\sigma_h|$$

ciò nonostante, è la σ_h che fa sì che il provino si rompa (a trazione)

$\Longrightarrow$ la rottura avviene su un piano $\perp$ sforzo di trazione (in questo caso, verticale).



$$\begin{cases} \sigma_h = \dfrac{2p}{\pi L D} \\ \sigma_h(p_{MAX}) = \dfrac{2p_{MAX}}{\pi L D_{MAX}} = \sigma_{Ti} \end{cases}$$

Problema:

questa formula è stata ricavata con la teoria dell'elasticità, ma nella realtà ci si ritrova nelle condizioni a rottura

$\Longrightarrow$ è una formula approssimativa.

$$\left[\begin{cases}\sigma_1, \sigma_3 > 0 \rightarrow applicazione\ del\ criterio\ di\ Coulomb \\ \sigma_3 < 0 \rightarrow applicazione\ di\ un\ criterio\ relativo\ alla\ trazione\end{cases}\right]$$

→ CRITERIO DI RESISTENZA DI HOEK & BROWN

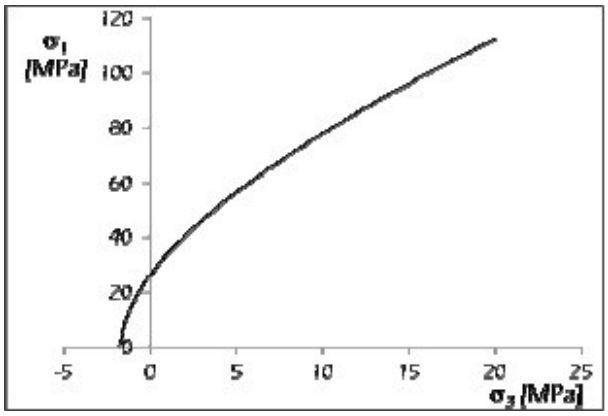
$\boxed{1}$ criterio di resistenza <u>non lineare</u> $\left(\Longrightarrow necessita\ di\ 3\ parametri \begin{Bmatrix} m \\ s \\ \sigma_{ci} \end{Bmatrix}\right)$

espresso nel piano delle tensioni principali σ_1 e σ_3.

$\boxed{2}$ a differenza del criterio di Mohr-Coulomb, che aveva una base teorica, il criterio di Hoek&Brown è empirico, basato sulla quantità e sulla bontà dei dati.

$\boxed{3}$ $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^{0,5}$

dove: $\begin{cases} \sigma_1' \text{ e } \sigma_3' \text{ sono le tensioni principali efficaci a rottura;} \\ \sigma_{ci} \text{ è le resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta } (c_0); \\ m, s = f(materiale): \begin{cases} \text{m: litotipo (parametro che permette un miglior fitting dei risultati)} \\ \text{s: qualità dell'ammasso roccioso, legata al grado di fratturazione} \\ (s = 1 \text{ per roccia intatta}) \end{cases} \end{cases}$



-m = 7	rocce carbonatiche (dolomite, calcare, marmo)
-m = 10	rocce argillose litoidi (mudstone, siltiti, scisti, ardesie)
-m = 15	rocce arenacee (arenarie, quarzite)
-m= 17	rocce ignee cristalline (andesiti, diabasi, rioliti)
-m= 25	rocce ignee e metamorfiche (anfiboliti, gabbri, dioriti, gneiss, graniti, noriti)

$$\begin{cases} ponendo\ \sigma_3 = 0 \Longrightarrow ricavo\ c_0 = \sigma_{ci} = \sigma_1' \leftarrow resistenza\ a\ compressione\ monoassiale \\ ponendo\ \sigma_1 = 0 \Longrightarrow ricavo\ T_0 = -\sigma_3 \leftarrow resistenza\ a\ trazione \end{cases}$$

→ Linearizzazione del criterio di Hoek-Brown

Un criterio non lineare può dare problemi.

È possibile ricavare una coppia di parametri di Mohr-Coulomb, rappresentativi della roccia esaminata, operando una linearizzazione del criterio di Hoek-Brown in un certo intervallo della tensione principale minima.

a) scelgo un intervallo piccolo nell'intorno di un valore di σ_3 di interesse:

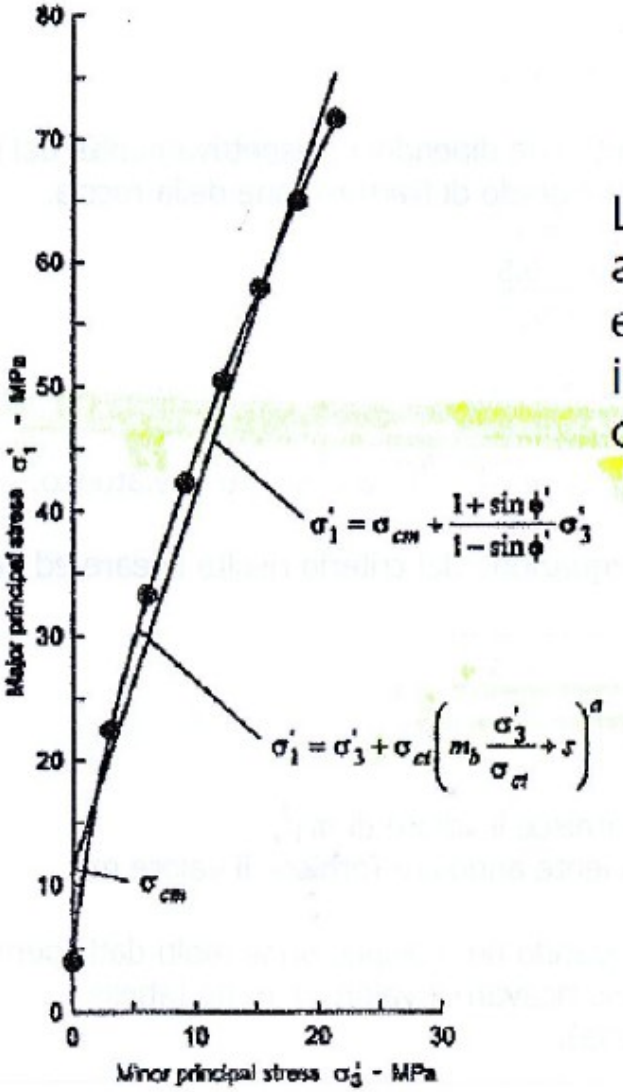
$$\begin{cases} conosco\ la\ profondità\ d'interesse\ del\ mio\ lavoro \\ conosco\ il\ k_0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$ conosco lo stato tensionale in sito

$\Rightarrow$ prendo un intervallo nell'intorno del σ_3.

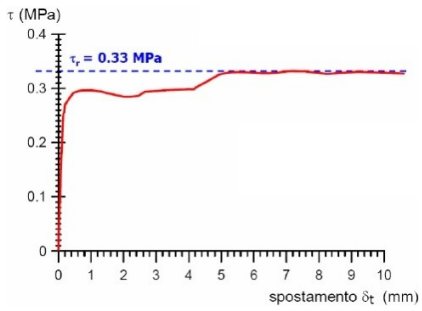
b) linearizzazione efficace (← lo stato tensionale cambia nel tempo):

- considero l'intervallo di σ_3 compreso tra 0 e $0.5\sigma_{CI}$;
- calcolo la σ_1 corrispondente (per 8 valori di σ_3);
- interpolo i punti trovati nel piano σ_1 - σ_3 e trovo $\begin{cases} c \\ \varphi \end{cases}$.



La linearizzazione avviene su otto valori di σ_3 equamente distribuiti in un intervallo compreso tra 0 e $0.5\sigma_{CI}$.

$$\boxed{superficie\ liscia}\begin{cases}\begin{pmatrix}discontinuità\ mascroscopicamente\ liscia;\\ lisciata\ in\ laboratorio, tagliata\ con\ sega\ corcolare\end{pmatrix}\\ \Longrightarrow non\ ci\ sono\ spostamenti\ normali\end{cases}$$



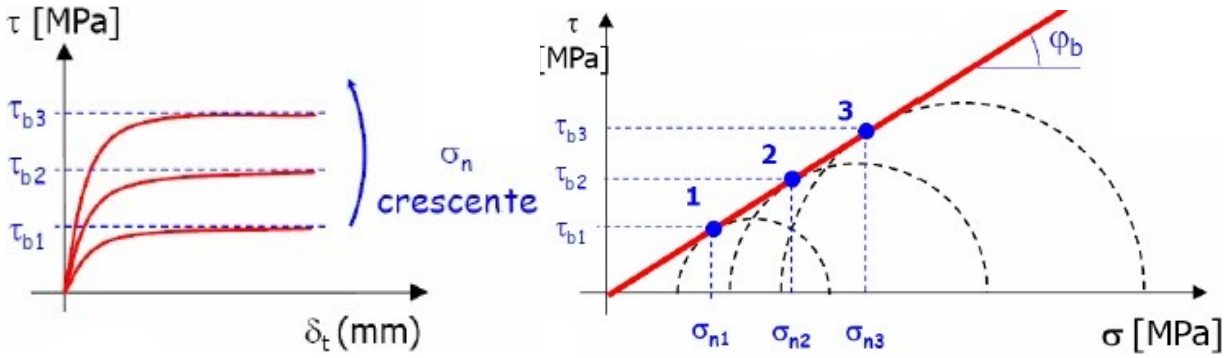
lo sforzo necessario a produrre spostamenti tangenziali aumenta fino ad un valore limite.

→ *angolo di attrito di base*

$$\begin{cases}superficie\begin{cases}liscia\\ piana\end{cases}\\ caratteristica\ del\ materiale/litotipo\ (che\ non\ ha\ subìto\ alterazione)\\ \varphi_b = f\left(\begin{cases}granulometria\\ mineralogia\end{cases} dei\ grani\ sulla\ superficie\right)\end{cases}$$

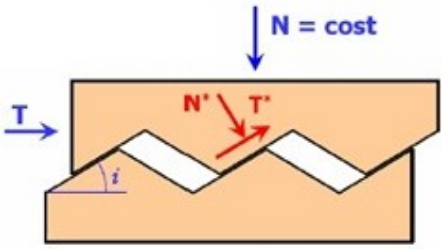
Tipo di roccia	φ_b
Scisti (alto contenuto di mica), marne	20°-27°
Arenarie, siltiti, gesso, gneiss, ardesia	27°-34°
Basalto, granito, calcare, conglomerati	34°-40°

$$\varphi_b = 20° \div 40°$$

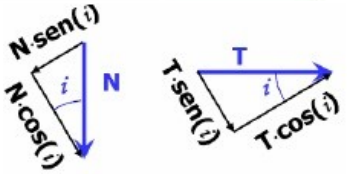


$$\begin{cases}\tau_{b3} > \tau_{b2} > \tau_{b1} \Longleftarrow \sigma_{n3} > \sigma_{n2} > \sigma_{n1}\\ \begin{cases}\tau_b = \sigma_n tg\varphi_b\\ c = 0\ (in\ un\ giunto)\end{cases}\end{cases}$$

modello di Patton



$$\begin{cases} -\ considera\ un\ giunto\ scabro\ con\ geometria\ semplice \\ -\ nel\ modello\ è\ come\ se\ ci\ fosse\ una\ sola\ asperità \\ \quad (dente\ macroscopicamente\ liscio) \\ -\ i: inclinazione\ delle\ asperità/angolo\ di\ dilatanza\ (cost.) \end{cases}$$



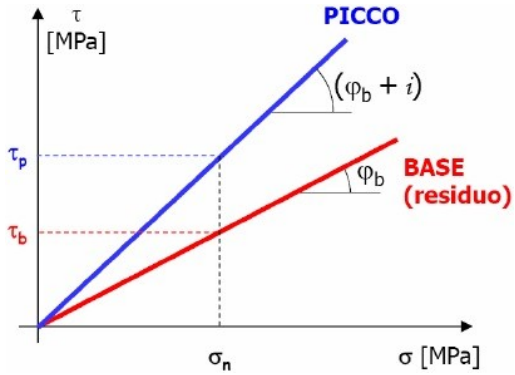
$$T^* = T \cdot \cos(i) - N \cdot sen(i)$$
$$N^* = T \cdot sen(i) + N \cdot \cos(i)$$

Sulle aree di contatto:
$$T^* = N^* \cdot tg\varphi_b$$

$$T \cdot \cos(i) - N \cdot sen(i) = [T \cdot sen(i) + N \cdot \cos(i)] \cdot tg\varphi_b$$
$$T - N \cdot tg(i) = [T \cdot tg(i) + N] \cdot tg\varphi_b$$

Forza necessaria per avere scorrimento:
$$T = N \cdot \left[\frac{tg(i) + tg\varphi_b}{1 - tg(i) \cdot tg\varphi_b}\right]$$

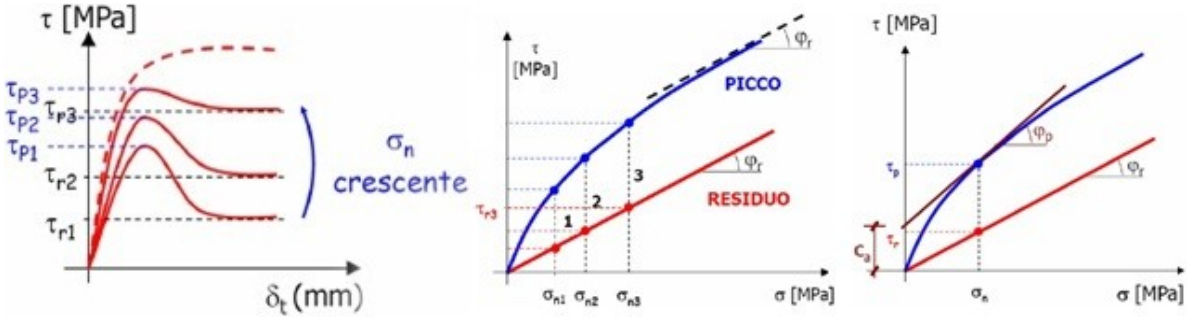
$$\boxed{T = N \cdot tg\,\underbrace{(\varphi_b + i)}_{\boxed{\varphi_p}} = N \cdot tg\varphi_p}$$



si può generalizzare la formula di Patton a più asperità, con "i" diversi gli uni dagli altri:

$$T = N \cdot tg(\varphi_b + \bar{\imath}) \Longrightarrow \tau_n = \sigma_n \cdot tg(\varphi_b + \bar{\imath})$$

→ CFR con inviluppi di rottura reali:



all'aumentare di σ_n: $\begin{cases} \tau_p\ aumenta; \\ la\ differenza\ (\tau_p - \tau_r) diminuisce \end{cases} \Longrightarrow$ *mi aspetto una dilatanza che sia funzione di* σ_n

[Dopo il picco di resistenza, bisognerebbe utilizzare una macchina servo controllata che garantisca una velocità di spostamento costante.]

→ difetti:

1) $\begin{cases} \varphi_r = \cancel{f}(\sigma_n)\ \ [anche\ \varphi_b] \\ i = \cancel{f}(\sigma_n) \ \Leftarrow i = f(geometria) \end{cases}$;

2) è un metodo lineare;

3) la discontinuità per scorrere deve alzarsi (non c'è scorrimento orizzontale puro); se il materiale roccioso è poco resistente, alcune discontinuità possono rompersi.

LIMITI DI VALIDITA'

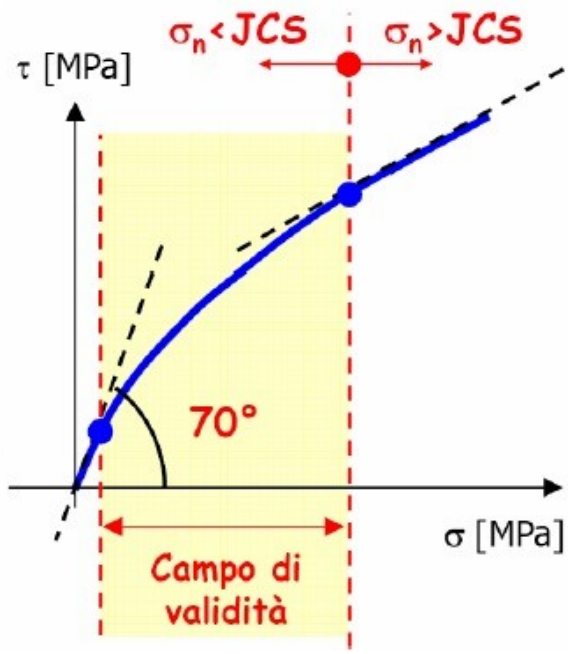
1) σ_n = JCS $\qquad \varphi$

Per σ_n > JCS le asperità si rompono per compressione
$\rightarrow \varphi_p = \varphi_r$

2) $\sigma_n \rightarrow 0$

Per $\sigma_n \rightarrow 0$ il criterio indicherebbe $\varphi_p \rightarrow \infty$, si considera allora un limite superiore per $\varphi_p(70°)$] riscontro con la realtà
$\varphi_r < \varphi_p < 70°$

fisicamente impossibile



Barton ha svolto i propri studi riferendosi ad un angolo compreso tra $\begin{cases} la\ tangente\ alla\ curva; \\ l'orizzontale. \end{cases}$

Può accadere quindi che, per definire τ_p, si debba individuare una coesione apparente (che in realtà non esiste, poichè la curva passa per l'origine).

Non è corretto introdurre una coesione non reale, poichè in questo caso conta solo l'attrito, non le dimensioni.

Dopo Barton si è iniziato a ragionare in termini di angolo d'attrito secante.

Oggi la coesione risulta piccola (la non linearità è di poco mancata) $\Longrightarrow$ si trascura la coesione.

$$\tau_n = \sigma_n \cdot tg\varphi_p \text{ è } corretta \Leftrightarrow \varphi_p = \varphi_{p_{secante}}.$$

$$\left[\begin{array}{c} Dato\ un\ materiale\ roccioso\ della\ discontinuità, \\ da\ cosa\ dipendono \begin{cases} dilatanza \\ rottura\ della\ discontinuità \end{cases}? \\ Il\ parametro\ fondamentale \text{ è } \sigma_n: \begin{cases} \sigma_n\ elevato \rightarrow tendenza\ a\ tranciare \\ \sigma_n\ basso \rightarrow tendenza\ a\ scavalcare/sollevarsi \end{cases} \\ i\ si\ riduce\ durante\ la\ prova: i = f\begin{pmatrix} geometria \\ \sigma_n \\ resistenza\ delle\ discontinuità \end{pmatrix} \\ [non\ confondere\ la\ resistenza\ a\ taglio\ con\ l'angolo\ d'attrito!] \end{array}\right]$$

Eseguo più di una prova con diversi valori di confinamento σ_n costante per tutta la prova, ottenendo diversi valori di resistenza al taglio; rappresento le coppie σ_n - τ_n sul piano di Mohr.

Misuro direttamente la componente di sforzo normale e la componente di taglio su un piano ben preciso, cioè quello su cui voglio misurare la resistenza.

I punti sperimentali si attestano secondo una retta (che rappresenta il criterio di resistenza al taglio su una superficie liscia) la cui pendenza mi da il φ_{base}.

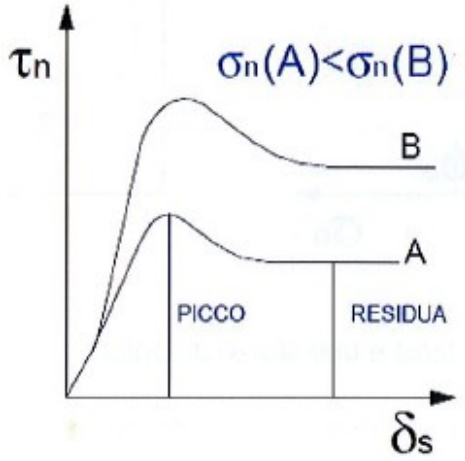
[non abbiamo coesione; le superfici sono staccate tra di loro perfettamente; la retta passa per l'origine]

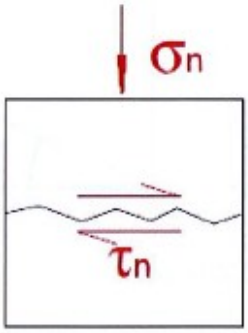
Prove di taglio diretto su superficie scabra

La prova è eseguita su campioni contenenti una discontinuità naturale o artificiale scabra.

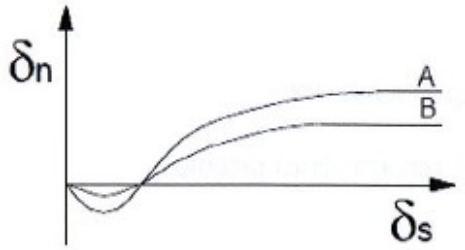
- Si applica un livello di sforzo noto in direzione normale alla discontinuità e lo si mantiene costante per tutta la durata della prova;
- Si applica una forza di taglio in direzione parallela alla discontinuità;
- Si misurano i valori della tensione di taglio agente all'interfaccia, lo spostamento di taglio relativo tra le due facce della discontinuità e lo spostamento normale del semi-campione superiore.

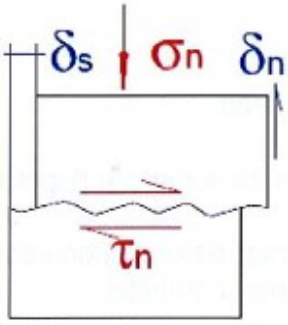
Curva Resistenza al taglio – Scorrimento:





Superfici di discontinuità





Curva Spostamento normale - Scorrimento

Attrezzatura di prova

Sulle superfici naturali, con un certo grado di scabrezza, la prova è sempre la stessa; la differenza è che bisogna superare la geometria (le asperità).
La scabrezza è a favore della stabilità (aumenta la resistenza a scorrimento).

Criterio di resistenza al taglio di Mohr-Coulomb

Rappresentando gli stati tensionali caratteristici delle prove di taglio su superfici lisce sul piano σ-τ, questi si dispongono lungo una retta; è possibile dunque rappresentare il criterio di resistenza a taglio mediante il criterio lineare di Mohr-Coulomb:

$$\tau = \sigma \cdot tg\varphi$$

Si individuano due valori dell'angolo di resistenza al taglio così definiti:

$$\begin{cases} \text{Superficie artificiale liscia: } \varphi_b = \text{ angolo di attrito di base;} \\ \text{Superficie naturale liscia: } \varphi_r = \text{ angolo di attrito residuo.} \end{cases}$$

Criterio di resistenza al taglio di Barton

Rappresentando gli stati tensionali caratteristici delle prove di taglio su superfici scabre sul piano σ-τ, questi si dispongono lungo una curva; il criterio più utilizzato per rappresentare l'andamento non lineare della resistenza è di tipo empirico, proposto da Barton nel 1973:

$$\tau_n = \sigma_n tg\left[JRC \cdot Log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right]$$

essendo:

τ_n = resistenza al taglio (valore di picco);
σ_n = sforzo normale;
JRC = coefficiente di scabrezza (Joint Roughness Coefficient);
JCS = resistenza alla compressione sulla parete del giunto (Joint Wall Compressive Strength);
φ_b = angolo di attrito di base (per discontinuità con superfici alterate si utilizza φ_r, minore di φ_b, nell'equazione per τ_n).

Stima del parametro JCS

1. Se le pareti della discontinuità non sono alterate, JCS è pari alla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci};
2. Se le pareti hanno subito degrado per filtrazione di acqua o, in generale sono alterate, JCS < σ_{ci};
3. Se l'alterazione comincia ad interessare anche gli elementi rocciosi JCS decresce;
4. La roccia può giungere ad uno stadio di alterazione avanzata.

Criterio di Barton per elevati livelli di tensione normale

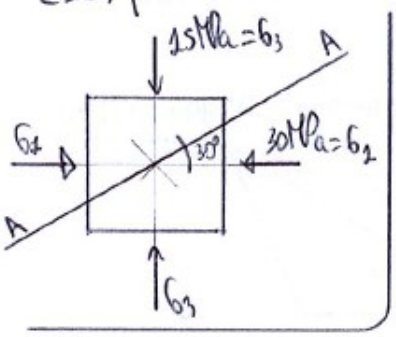
Per elevati livelli della tensione normale σ_n, in condizioni di confinamento ($\sigma_3 > 0$) il criterio di Barton può essere scritto nella forma:

$$\tau_n = \sigma_n tg\left[JRC \cdot Log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right]$$

dove:

JCS =(σ_1 - σ_3), per σ_1 = sollecitazione assiale in condizioni di rottura e σ_3 = sollecitazione laterale di confinamento.

$c=0;\ \varphi=25°$



→ DETERMINARE IL VALORE DELLE COMPONENTI DELLO STATO TENSIONALE AGENTE SUL PIANO AA

→ DETERMINARE IL VALORE DELLO SFORZO DI TAGLIO MASSIMO E LA DIREZIONE DEI PIANI SU CUI AGISCE

→ DETERMINARE IL VALORE DELLE COMPONENTI TANGENZIALE E NORMALE DELLA TENSIONE OTTAEDRICA

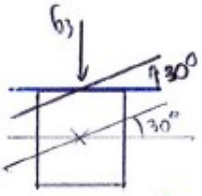
→ DETERMINARE IL RAPPORTO TRA TENSIONE DI TAGLIO AGENTE E QUELLA RESISTENTE.

• metodo analitico

→ TENSIONI AGENTI SU UN PIANO INCLINATO DI $\vartheta = 30°$ RISPETTO ALL'ORIZZONTALE

$$\begin{cases} \sigma_\vartheta = \dfrac{\sigma_y+\sigma_x}{2} + \dfrac{\sigma_y-\sigma_x}{2}\cos 2\vartheta - \tau_{xy}\sin 2\vartheta \\ \tau_\vartheta = \dfrac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\sin 2\vartheta - \tau_{xy}\cos 2\vartheta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{30} = \dfrac{\sigma_3+\sigma_1}{2} + \dfrac{\sigma_3-\sigma_1}{2}\cos 2\cdot 30 = 18{,}75 \\ \tau_{30} = \dfrac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin 2\cdot 30 = 6{,}25 \end{cases}$$

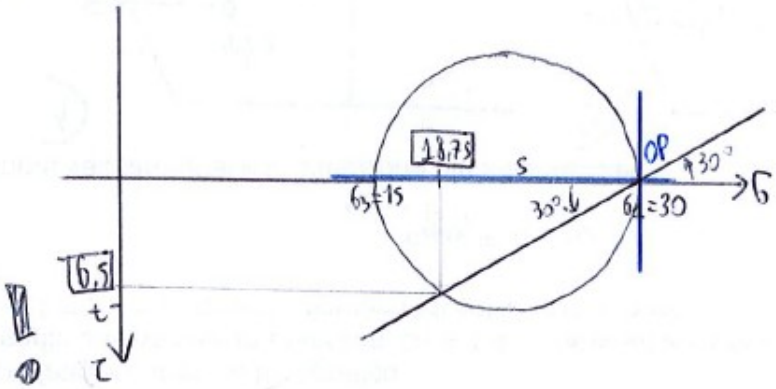
→ TENSIONI AGENTI SU UN PIANO INCLINATO DI α RISPETTO AL PIANO SU CUI AGISCE σ_3



$\alpha = 30°$

$$\begin{cases} \sigma_\alpha = \sigma_1\sin^2\alpha + \sigma_3\cos^2\alpha \\ \tau_\alpha = (\sigma_1-\sigma_3)\sin\alpha\cos\alpha \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{30} = \sigma_1\sin^2 30 + \sigma_3\cos^2 30 = 18{,}75 \\ \tau_{30} = (\sigma_1-\sigma_3)\sin 30\cos 30 = 6{,}25 \end{cases}$$

• metodo grafico



$\tau_{MAX} = t = \dfrac{\sigma_1-\sigma_3}{2} = 7{,}5\,MPa$

$\alpha_{\tau_{MAX}} = 45°$

$$\begin{cases} \sigma_{ott} = \dfrac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3} \\ \tau_{ott} = \dfrac{1}{3}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2+6\cdot(\tau_{xy}^2+\tau_{xz}^2+\tau_{yz}^2)} \end{cases}$$

$\tau_R = \sigma_A \cdot TG\,\varphi = 18{,}75 \cdot TG\,25 = 8{,}74\,MPa$

$\tau_A = 6{,}25$

$\Rightarrow F = \dfrac{\tau_R}{\tau_A} \cong 1{,}4$

• Es.:

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,03\, JRC_0}$$

$L_n = 5m$
$L_0 = 0,1m$
$JRC_0 = 10$

$$\varphi_p = \underbrace{JRC_n}\, Log_{10} \frac{\overbrace{JCS_n}}{\sigma_n} + \varphi_r \leftarrow \varphi_p\Big|_{\text{TIENE CONTO DI EFFETTI DI SCALA}} < \varphi_p\Big|_{\text{NON TIENE CONTO DI EFFETTI DI SCALA}} !$$

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,02\, JRC_0}$$

$$\Rightarrow JRC_{5m} = 10\left(\frac{5}{0,1}\right)^{-0,02 \cdot 10} = \underbrace{4,57}$$

$$JRC_{5m} \sim 0,5 \cdot JRC_0 !$$

OSSERVAZIONI

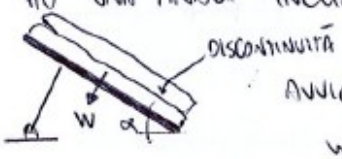
1) JCS: È DIFFICILE CAPIRE PERCHÉ CAMBIA ALL'AUMENTARE DELLA SUPERFICIE. INTUITIVAMENTE, LE ASPERITÀ DI DIMENSIONI MAGGIORI PRESENTANO UNA RESISTENZA MINORE

2) SE CONSIDERO UN GIUNTO DI GRANDI DIMENSIONI, SU UN PENDIO:

- SCELGO LA DIREZIONE DEL TAGLIO
- CONSIDERO PUNTI CON DIVERSA RUGOSITÀ ⇒ FACCIO LA MEDIE

3) PER DETERMINARE LA RESISTENZA AL TAGLIO SI UTILIZZA IL TILT TEST.

HO UNA TAVOLA INCLINABILE, CHE BLOCCO AD UNA CERTA INCLINAZIONE



AVVIENE SCIVOLAMENTO LUNGO LA SUPERFICIE, QUANDO $\alpha = \varphi$

$$W \cdot \cos\alpha \cdot tg\varphi = W \sin\alpha \Rightarrow tg\varphi = tg\alpha$$

→ SVANTAGGI
- C'È UNA CERTA VARIABILITÀ
- IL TILT TEST È PIÙ INPRECISO DELLA SCATOLA DI TAGLIO, POICHÉ C'È UNA σ_n CHE COSTRINGE IL GIUNTO
- NON HO WALLPA DI ROTTURA; σ_n È COSTANTE

• Es

$JRC = 10$
$JCS = 50MPa$
$\sigma_n = 0,25MPa$ ← [10m $\sigma_v = \gamma H = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 10m = 250kPa$]
$\varphi_r = 30°$

$$\Rightarrow 10\, Log_{10} \frac{50}{0,25} + 30° = 53°$$

→ <u>RMR rock mass rating</u> (classi da I a V) → stima dei parametri di ***deformabilità*** e ***resistenza***

→ RMR_{base}

parametri: $\begin{cases} c_0 : res.compr.monoax.ROCCIA\ INTATTA \\ s : spaziatura\ delle\ discontinuità \\ CD : condizioni\ della\ discontinuità \\ RQD \\ H2O : presenza\ d'acqua \\ \rightarrow valore\ (rating)\ per\ ogni\ parametro, che\ sommato\ definisce\ l'RMR_{base} \end{cases}$

$\boxed{c_0}$

- campioni prelevati da spezzoni di carote;

→ prova di compressione monoassiale: $\begin{cases} provini\ preparati \\ prova\ in\ laboratorio \end{cases}$

→ point load test: $\begin{cases} prova\ in\ sito \\ l'IS\ è\ di\ facile\ determinazione \end{cases}$

$Co \approx 25\ Is$

Co [MPa]	<1	1÷5	5÷25	25÷50	50÷100	100÷250	>250
Is [MPa]	Per bassi valori e preferibile la prova di compressione monoassiale			1÷2	2÷4	4÷10	>10
Punteggio	**0**	**1**	**2**	**4**	**7**	**12**	**15**

$\begin{cases} {}^{c_0}/_{I_s} \geq 25 : posso\ usare\ una\ delle\ due\ prove; \\ {}^{c_0}/_{I_s} < 25 : posso\ utilizzare\ solo\ la\ prova\ di\ compressione\ monoax \end{cases}$

$\boxed{s} \rightarrow \bar{s}$

$\bar{s} : \begin{cases} \bar{s} = {}^{L}/_{N} \\ \bar{s} = {}^{1}/_{\bar{\lambda}}\ con\ \bar{\lambda} = \sum_i \lambda_i \end{cases}$ $dove: \begin{cases} L : lunghezza\ stendimento \\ N : numero\ di\ discontinuità \\ \lambda : frequenza \end{cases}$

Spaziatura media [m]	<0.06	0.06÷0.2	0.2÷0.6	0.6÷2	>2
Punteggio	**5**	**8**	**10**	**15**	**20**

$\boxed{CD}$

$\begin{cases} indicativa\ della\ resistenza\ al\ taglio \\ considera: \begin{matrix} alterazione \\ apertura \\ continuità \\ riempimento \\ scabrezza \end{matrix} \end{cases}$

Condizioni generali discontinuità	Riempimento di argilla molle di potenza > 5 mm o Discontinuità collegate aperture > 5 mm	Superfici lisce e riempimenti argillosi di potenza < 5 mm o Discontinuità collegate con aperture di 1÷5 mm	Superfici poco scabre. Apertura delle discontinuità < 1mm	Superfici scabre. Apertura delle discontinuità < 1mm	Superfici molto scabre. Discontinuità chiuse e separate
Punteggio	**0**	**10**	**20**	**25**	**30**

$\boxed{RQD}$

$\begin{cases} rapporto\ tra \begin{cases} somma\ percentuale\ degli\ spezzoni\ di\ carota\ di\ l > 10cm \\ L_{TOT} \left(\begin{cases} L_{carota} = 1m \\ L_{carote,cassetta} = 5m \end{cases} \right) \end{cases} \\ indicativo\ dell'entità\ della\ fratturazione \end{cases}$

RQD [%]	<25	25÷50	50÷75	75÷90	90÷100
Punteggio	**3**	**8**	**13**	**17**	**20**

← $\boxed{H2O}$

valutazione $\begin{cases} qualitatitiva : considerazione\ delle\ condizioni\ della\ roccia \\ quantitativa : \begin{cases} misure\ di\ portata \\ rapporto\ tra \begin{cases} tensione\ max\ in\ discontinuità \\ tensione\ max\ verticale \end{cases} \end{cases} \end{cases}$

Condizioni generali roccia	Venute d'acqua	Stillicidi	Bagnata	Umida	Asciutta
Portata d'acqua in 10 m di galleria [l/min]	**>125**	125÷25	25÷10	<10	0
Pressione acqua / Tensione max	>0.5	0.5÷0.2	0.2÷0.1	<0.1	0
Punteggio	**0**	**4**	**7**	**10**	**15**

→ <u>Q system (BARTON)</u> (da 0.001 a 1000)

$$Q = \frac{J_r \cdot J_w \cdot RQD}{J_a \cdot J_n \cdot SRF} \begin{cases} discontinuità: \begin{cases} alterazione: J_a \\ numero\ di\ sistemi: J_n \\ scabrezza: J_r \end{cases} \\ presenza\ d'acqua: J_w \\ RQD \\ condizioni\ di\ sollecitazione: SRF \end{cases}$$

$$Q = \underbrace{\frac{RQD}{J_n}}_{\substack{dimensione\ relativa \\ dei\ blocchi \\ \left(grado\ di \atop fessurazione\right)}} \cdot \underbrace{\frac{J_r}{J_a}}_{\substack{resistenza \\ relativa \\ d'attrito}} \cdot \underbrace{\frac{J_w}{SRF}}_{\substack{effetto\ relativo\ di: \\ -\ presenza\ H2O; \\ -\ faglie; \\ -\ stati\ tensionali; \\ -\ rocce \begin{cases} spingenti \\ rigonfianti \end{cases}}}$$

$$\boxed{J_a} = f\left(\begin{matrix} grado\ di\ alterazione\ delle\ superfici\ dei\ giunti \\ materiale\ di\ riempimento \end{matrix}\right)$$

Lembi a contatto

	Alterazione - Riempimento	Ja
A	Riempimento impermeabile, non rammollente, cementante e resistente (es. quarzo)	0.75
B	Pareti non alterate, presente alterazione in tracce	1
C	Lembi debolmente alterati. Patine sui lembi con minerali non rammollenti (particelle di sabbia, roccia fratturata ma priva di argilla)	2
D	Patina siltosa – sabbioso siltosa, poca argilla (non rammollente)	3
E	Patine con poca argilla e/o simili (caolinite, mica, ...). Clorite, talco, grafite, gesso,... oltre a piccole quantità di argilla debolmente espansiva (spessore 1-2 mm)	4

Lembi a contatto dopo scorrimento 10 cm

	Alterazione - Riempimento	Ja
F	Particelle di sabbia, roccia frantumata ma assenza di argilla	4
G	Riempimenti argillosi fortemente sovraconsolidati (continui, spessori < 5 mm)	6
H	Riempimenti argillosi mediamente o debolmente sovraconsolidati (continui, spessori < 5 mm)	8
I	Riempimenti con argilla rigonfiante (montmorillonite) (continui, spessori < 5 mm)	8 ÷ 12

Nessun contatto (nemmeno dopo scorrimenti)

	Alterazione - Riempimento	Ja
K-L	Zone o bande di roccia disgregata	6
M	Con presenza di argilla (vedi i punti G, H ed I per le condizioni sull'argilla)	8 ÷ 12
N	Zone o bande di argilla siltosa o sabbiosa, con piccole percentuali di argilla rammollente	5
O-P	Zone potenti in argilla (vedi G, H ed I)	10 ÷ 20

$\boxed{J_n}$

Ammasso roccioso	J_n
Massivo – Pochi giunti	0.5 ÷ 2
Un sistema K1	2
Un sistema K1 + random	3
Due sistemi K1 e K2	4
Due sistemi K1 e K2+ random	6
Tre sistemi K1, K2 e K3	9
Tre sistemi K1, K2 e K3+ random	12
Più di tre sistemi	15
Roccia Molto fratturata	20

$$\boxed{J_r} = f\left(\begin{matrix} scabrezza\ delle \\ discontinuità\ più\ sfavorevoli \end{matrix}\right)$$

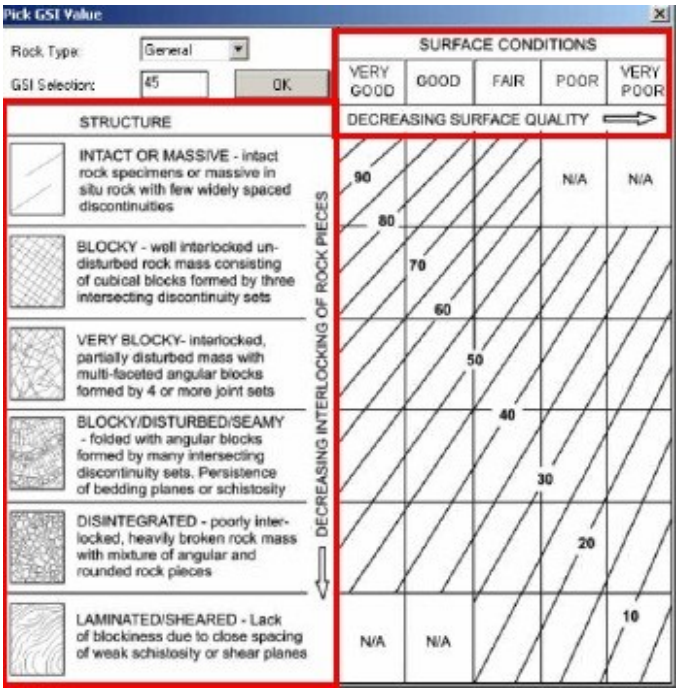
	Scabrezza	Jr
Lembi a contatto	Giunti discontinui	4
	Scabri o irregolari e ondulati	3
	Lisci e ondulati	2
Lembi a contatto dopo scorrimento 10cm	Levigati (SLK) e ondulati	1.5
	Scabri o irregolari e piani	1.5
	Lisci e piani	1
	Levigati (SLK) e piani	0.5

Nessun contatto (nemmeno dopo scorrimento)		Jr
	zone con presenza di riempimenti argillosi di potenza tale da impedire il contatto	1
	zone di roccia fratturata (assimilabile a ghiaia e sabbia di potenza tale da impedire il contatto	

NOTA: si somma 1.0 quando la spaziatura media è > 3m e Jr = 0.5 può essere utilizzato anche per giunti piani e levigati con lineazioni se queste sono orientate favorevolmente..

→ <u>GSI (Geological Strength Index)</u> (0 ÷ 100) (HOEK et. al, 1984)

$$\begin{cases} \begin{cases} \text{stima indiretta della riduzione di resistenza dell'AR, in relazione a diverse condiz. geologiche;} \\ \text{stima indiretta di } \begin{cases} \text{deformabilità} \\ \text{resistenza} \end{cases} \text{dell'AR;} \end{cases} \\ \text{valore ottenuto attraverso valutazione qualitativa (visiva)della struttura dell'AR:} \\ \qquad \mathrm{GSI} = \mathrm{f}\left(\begin{matrix} \text{caratt.di interconnesione tra i blocchi} \\ \text{condizioni delle superfici di contatto: } \begin{cases} \text{rugosità} \\ \text{alterazione} \end{cases} \end{matrix} \right) \end{cases}$$



CORRELAZIONI TRA INDICI

Gli indici RMR e Q possono essere correlati mediante la relazione proposta da Bieniawski e Orr (1976):

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44$$

che ha limiti, superiore ed inferiore rispettivamente, espressi dalle:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 62 \qquad\qquad RMR = 9 \cdot \ln Q + 26$$

o per mezzo di quella proposta da Rutledge e Preston (1978):

$$RMR = 13{,}5 \cdot LogQ + 43$$

La prima relazione, confermata da diversi autori negli anni successivi, fornisce valori di RMR inattendibili e a volte impossibili (RMR < 0) per bassi valori dell'indice Q. Il superamento di tale limitazione è previsto nella relazione proposta da Barton (1995):

$$RMR = 50 + 15 \cdot LogQ$$

Qualora l'ammasso roccioso presenti un GSI maggiore di 25, è possibile determinare il valore in funzione dell'indice RMR opportunamente modificato, ossia valutato ponendo l'indice relativo alle venute d'acqua pari a 15 (se si utilizzano gli indici relativi alla versione di RMR del 1989) ed il sesto parametro, relativo all'orientazione dei giunti, pari a zero; la relazione che lega GSI a RMR modificato è:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Tale formula non può essere utilizzata per ammassi rocciosi di bassa qualità in quanto risulta molto difficoltosa una stima corretta dell'indice RMR.

CRITERIO DI RESISTENZA DI HOEK&BROWN GENERALIZZATO

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \cdot \left(\underbrace{m_b}_{=f\left(\substack{m_i \\ GSI \\ D}\right)} \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + \underbrace{s}_{=f\left(\substack{GSI \\ D}\right)} \right)^{\overbrace{a}^{=f(GSI)}}$$

dove:

m_i è il litotipo di cui è costituito l'ammasso;

$D = f(metodo\ di\ scavo)$ è il grado di disturbo:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right)$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}}\,10^{\frac{(GSI-10)}{40}}\ (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} < 100MPa)$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right)10^{\frac{(GSI-10)}{40}}\ (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} > 100MPa)$$

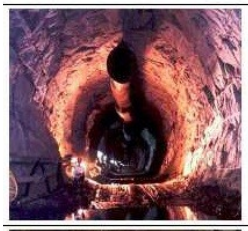
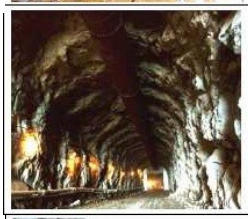
Nel 2006 E. Hoek, M.S. Diederichs definiscono una nuova relazione per il calcolo del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso E_d, sulla base di dati sperimentali relativi a opere in Cina e Taiwan.

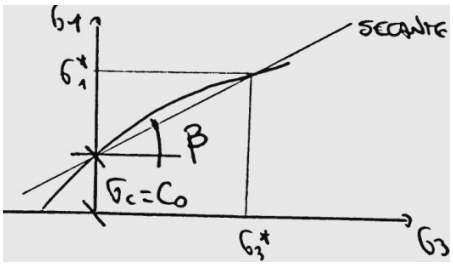
$$E_d = 100000\left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(75+25D-GSI)}{11}}}\right)(MPa)$$

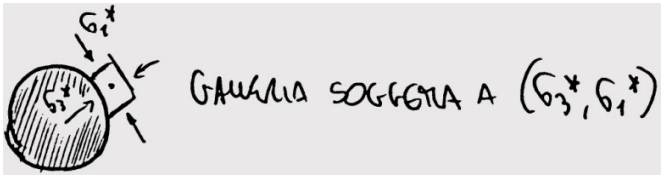
Se è noto il modulo di deformabilità della roccia intatta E_i, la relazione diventa:

$$E_d = E_i\left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(60+15D-GSI)}{11}}}\right)$$

ricavato con la prova monoassiale

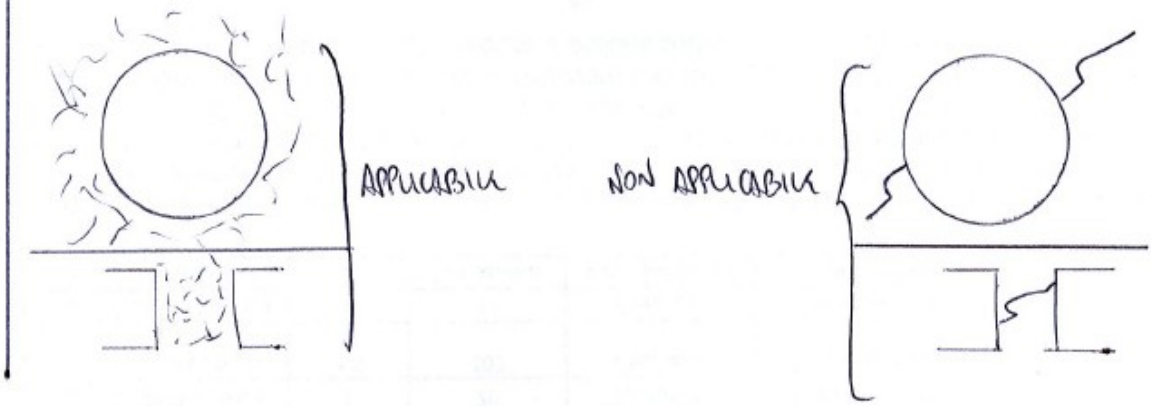
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation





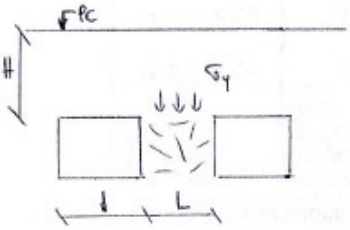
$$\begin{cases} c_0 = 2c\sqrt{\underbrace{N_\varphi}_{N_\varphi = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi}}} \\ tg\beta = N_\varphi \end{cases} \rightarrow sul\ grafico\ si\ leggono \begin{cases} \beta \\ c_0 \end{cases} \Longrightarrow si\ ricavano \begin{cases} c \\ \varphi \end{cases}$$

IL METODO DEL CONTINUO EQUIVALENTE PUÒ ESSERE APPLICATO SE, TOGLIENDO UNA QUALSIASI DISCONTINUITÀ, IL PROBLEMA NON CAMBIA.



- VERIFICA DI UNA STRUTTURA IN ROCCIA CON IL METODO DEL CONTINUO EQUIVALENTE.

{ LA GEOMETRIA È LA MEDESIMA
{ L'AMMASSO ROCCIOSO CAMBIA



HO UNA SERIE DI FRATTURE DI PICCOLE DIMENSIONI: IL PILASTRO HA LE DIMENSIONI DI UN REV.

CONSIDERO UN MATERIALE CHE PENSO OMOGENEO UNENDO { FRATTURE / MATERIALE ROCCIOSO

POICHÉ NON SI POSSONO REALIZZARE PROVE SU CAMPIONI COSÌ GRANDI, UTILIZZO LE CLASSIFICAZIONI GEOMECCANICHE.

CONFRONTO { σ_1 / σ_{1R} ← CRITERIO DI HOEK & BROWN APPLICATO AGLI AMMASSI:

$$\sigma_{1R}' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^{\alpha}$$ hoek & brown

$$\begin{cases} s = f(GSI; D) \\ \alpha = f(GSI) \end{cases}$$

BISOGNA RECARSI IN SITO PER CALCOLARE IL GSI, STIMARE IL GRADO DI DISTURBO RISPETTO DURO SCAVO ED ESEGUIRE PROVE DI COMPRESSIONE MONOASSIALE (σ_{ci}).

RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE DEL MATERIALE INTATTO (DELL'AMMASSO ROCCIOSO).

MOTIVAZIONI DI UNA VERIFICA NON ANDATA A BUON FINE: { SCELTA DELLA GEOMETRIA SBAGLIATA / SCELTA DEL METODO DI CALCOLAZIONE SBAGLIATO

SI ADOTTA UN COEFFICIENTE DI SICUREZZA: $f = \frac{\sigma_{1R}}{\sigma_1} > 1{,}5$

ATTIVITÀ MINERARIA (FATTORI DI SICUREZZA PICCOLI)

DATI

$H = 100\,m$

$d = 10\,m$

$L = 50\,m$

$\sigma_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 15\,MPa \end{bmatrix}$

$\Rightarrow \sigma_{1R} = \sigma_{ci}(s)^{\alpha}$

$\begin{cases} \sigma_{ci} = 50\,MPa \text{ (TIPICO DELLA ROCCIA)} \\ GSI = 70 \\ D = 0{,}5 \text{ (CONSULTO DEL GEOLOGO)} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} s = 0{,}018 \\ \alpha = 0{,}5 \\ \sigma_{1R} = 6{,}7\,MPa \end{cases}$

$\begin{cases} \sigma_1 > \sigma_{1R} \\ 15\,MPa > 6{,}7\,MPa \end{cases}$ | NON VERIFICATO

IL METODO DI BIENIAWSKY È POCO UTILIZZATO, POICHÉ RESTITUISCE VALORI MOLTO BASSI:

$RMR = 70\% \Rightarrow \begin{cases} \varphi = 40° \\ c = 0{,}35\,MPa \end{cases}$

$$\sigma_{1R} = 2c\sqrt{N_\varphi} = 2 \cdot 0{,}35\sqrt{\frac{1+\sin 40°}{1-\sin 40°}} = 1{,}5\,MPa \ll 6{,}7\,MPa \text{ (H\&B)}$$

TENSIONI PRINCIPALI

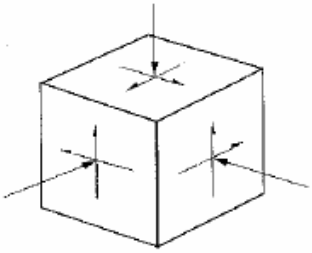
Le componenti di tensione sono strettamente correlate al sistema di riferimento scelto: ruotando il sistema di riferimento, cambiano i valori delle componenti.

In particolare, esiste un'orientazione nello spazio, secondo la quale le componenti tangenziali si annullano, ed i valori delle tensioni normali assumono i valori massimi e minimi. Le tensioni normali vengono chiamate **TENSIONI PRINCIPALI** ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) e le direzioni di azione **DIREZIONI PRINCIPALI**.

σ_1 tensione principale MASSIMA

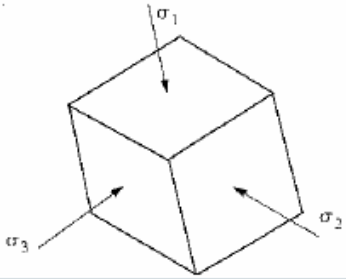
σ_2 tensione principale MEDIA

σ_3 tensione principale MINIMA



$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

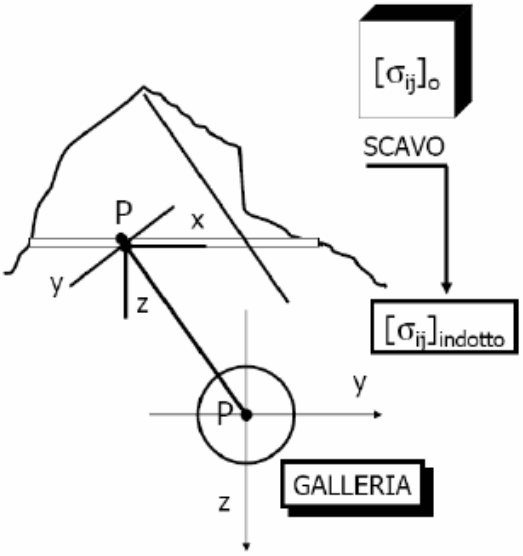
N.B. Le superfici di scavo e, in generale, le superfici libere sono piani di tensione principale in quando su di essi non agiscono tensioni tangenziali e la tensione normale è pari a zero.



$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

STATO TENSIONALE IN SITO (naturale o preesistente)

Prima della realizzazione di un scavo, il terreno o l'A.R. è caratterizzato da uno stato di equilibrio al quel corrisponde uno stato di tensione naturale o iniziale (potrebbero essere già presenti altri vuoti).
Per poter valutare lo stato di tensione indotto dagli scavi è necessario valutare lo:



STATO DI TENSIONE PREESISTENTE

MISURATO o VALUTATO in maniera approssimata

Storia geologica dell'ammasso

Fenomeni tettonici

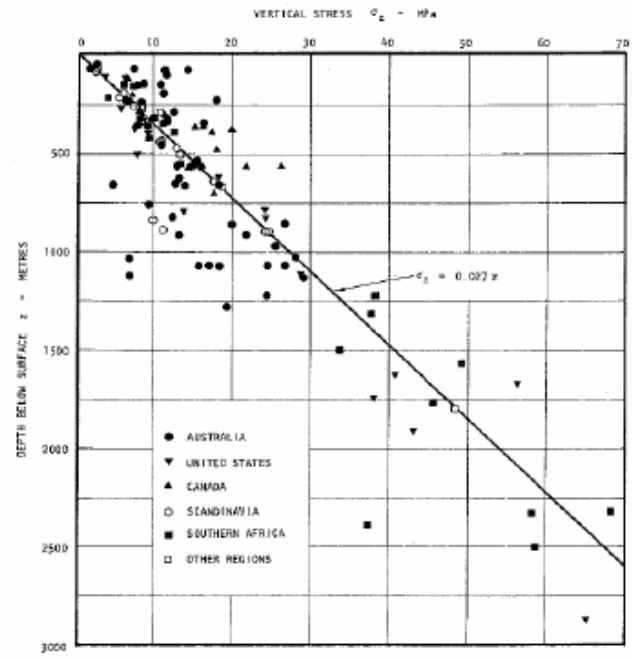
Condizioni della formazione

Agenti d'erosione

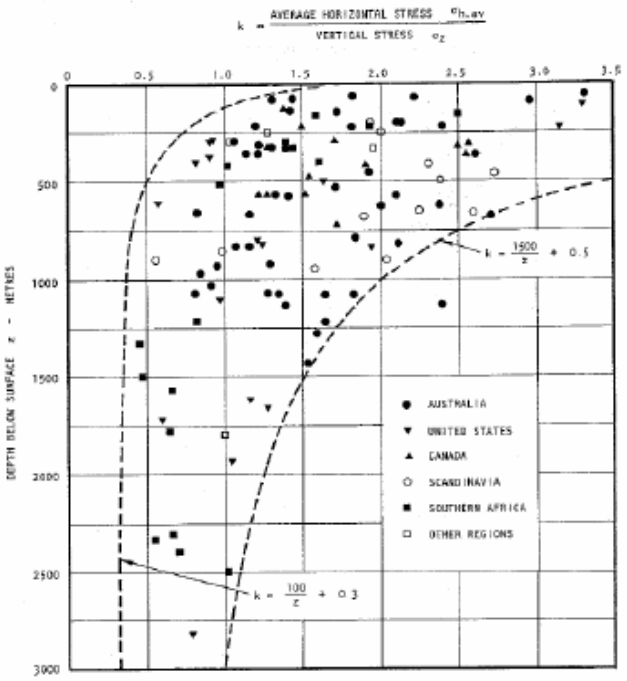
Vicinanza ai pendii

STATO DI TENSIONE GEOSTATICO

In realtà gli stati tensionali sono raramente geostatici



Stato di tensione verticale



Ko

PERICOLOSITA' (HAZARD) – PER SICUREZZA, TENGO CONTO DI:

- Volume instabile
- Probabilità di distacco (PUÒ ESSERE INTESO ANCHE COME FATTORE DI SICUREZZA)
  → **modello meccanico di innesco**
- Probabilità che una volta distaccatasi, la massa raggiunga una certa zona nella valle
  → **modello meccanico di propagazione**
- Intensità (energia)
  → **modello meccanico di propagazione**
- Area interessata dal crollo

RISCHIO = (PROBABILITÀ DI ACCADIMENTO DI UN EVENTO) · (COSTO DELL'EVENTO)

IL RISCHIO È COLLEGATO ALLA SALUTE DELLA RAGIONE

- Elementi a rischio
  (da area interessata + cartografia)
- Vulnerabilità ≡ danno all'elemento a rischio dovuto alla frana
  (da intensità e resistenza dell'elemento a rischio)
- Costo del danno

MISURE DI ATTENUAZIONE DEL RISCHIO

- **Interventi ingegneristici (attivi e passivi)**
- **Protezione civile** ← STUDIO COSA FARE IN CASO DI ALLERTA (PREVENTIVAMENTE)
- **Pianificazione** – ALLA FONDAMENTALE E MAGGIORMENTE SICURA
  ESISTONO ZONE IN CUI NON BISOGNA COSTRUIRE

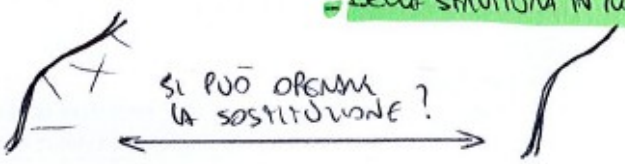
EVENTO FRANOSO: C'È UN PROBLEMA DI DISTACCO?

SE SÌ, { CHE TRAIETTORIA PUÒ AVERE?
QUALE ZONA VA A TRANCIARE / QUALI SONO I BERSAGLI?

• DISTACCO

SI PUÒ UTILIZZARE IL METODO DI CALCOLO → DEL DISCONTINUO
→ DEL CONTINUO EQUIVALENTE

SI CONFRONTANO LE DIMENSIONI: - DEL REV RISPETTO ALLA PORZIONE DI AMMASSO ROCCIOSO CHE POTREBBE INSTABILIZZARSI
- DELLA STRUTTURA IN ROCCIA RISPETTO AL PENDIO



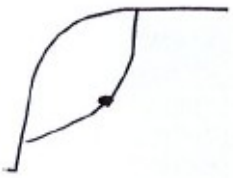
→ Metodo del discontinuo:

PER I PENDII IN ROCCIA HO UN REV DI DIMENSIONI MOLTO MAGGIORI RISPETTO ALLA PORZIONE DI AMMASSO ROCCIOSO DA STABILIZZARE

⇒ BISOGNA RAPPRESENTARE FISICAMENTE LE DISCONTINUITÀ, NEL MODELLO.

IN PRIMIS BISOGNA DEFINIRE { CARATTERISTICHE / STATO TENSIONALE } DI { DISCONTINUITÀ / AMMASSO ROCCIOSO }

IN SEGUITO BISOGNA VERIFICARE LA PRESENZA DI ZONE DI FRATTURA



- SI RICERCANO LE DISCONTINUITÀ PREESISTENTI, RILEVANDOLE SUL FRONTE; LA DISCONTINUITÀ PUÒ ESSERE VISTA COME ZONA DI ROTTURA RISPETTO A UN PROCESSO PRECEDENTE, PER ESEMPIO DI ORIGINE TETTONICA (DISCONTINUITÀ NATURALI).
- BISOGNA ANALIZZARE LA POSSIBILITÀ CHE QUESTE DISCONTINUITÀ VEDANO SUPERATA LA τ_{PICCO}, IN PRESENZA DI EVENTI ESTREMI (MECCANISMO SIMILE ALLA PROVA DI TAGLIO).
- SI VERIFICA LA PRESENZA DI { ROTTURA / PLASTICIZZAZIONE }, CHE SONO MAGGIORI SULLE DISCONTINUITÀ.

→ SI SCRIVONO:
- EQUAZIONI DI EQUILIBRIO IN TERMINI DIFFERENZIALI
- EQUAZIONI DI CONGRUENZA
- EQUAZIONI COSTITUTIVE

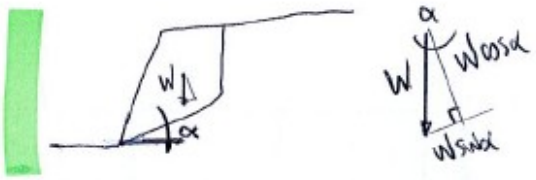
QUESTE EQUAZIONI POSSONO ESSERE SCRITTE PER OGNI EQUAZIONE DI MECCANICA, MA POSSONO ESSERE INTEGRATE PER POCHI PROBLEMI.

→ CASO DI PLASTICIZZAZIONE LOCALIZZATA → NON HO PROBLEMI
→ CASO DI UNA SUPERFICIE INTERA DI PLASTICIZZAZIONE → ROTTURA GLOBALE (CRAMASSO)

→ quantizzazione dell'equilibrio

SI DEFINISCE UN FATTORE DI SICUREZZA: $f = \frac{R}{E}\Big|_{\text{LUNGO LA SUPERFICIE}}$

Es.: { - DEFINISCO UNA SUPERFICIE DI TENTATIVO
- SCELGO UN CINEMATISMO DI TENTATIVO (SCIVOLAMENTO)
- SCELGO UNA SCHEMATIZZAZIONE PIANA



$$f = \frac{T_{RESISTENTE}}{T_{AGENTE}}$$

$$T_A = W \sin\alpha$$

PER TROVARE T_R BISOGNA SCEGLIERE UN CRITERIO DI ROTTURA CHE VALGA PER LA DISCONTINUITÀ

→ BARTON ($\varphi_{p_{DISCONTINUITÀ}}$)

⇒ ESPRIMO LA RESISTENZA IN TERMINI DI FORZA:

$$T_R = \bar{N} \operatorname{tg}\varphi_p \qquad \bar{N} = W\cos\alpha$$

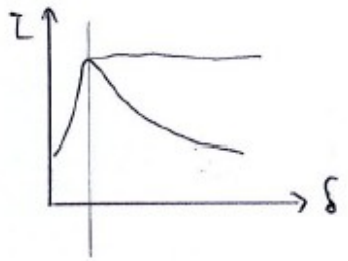
$$\Rightarrow f = \frac{W\cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_p}{W\sin\alpha} = \frac{\operatorname{tg}\varphi_p}{\operatorname{tg}\alpha}$$

LA NUOVA NORMATIVA, PER I PENDII, IMPONE UN FATTORE DI SICUREZZA GLOBALE, DA DETERMINARE CON VALORI CARATTERISTICI DI { AZIONI / RESISTENZE

IL PROGETTISTA SI ASSUME LA RESPONSABILITÀ DI SCEGLIERE IL FATTORE DI SICUREZZA.

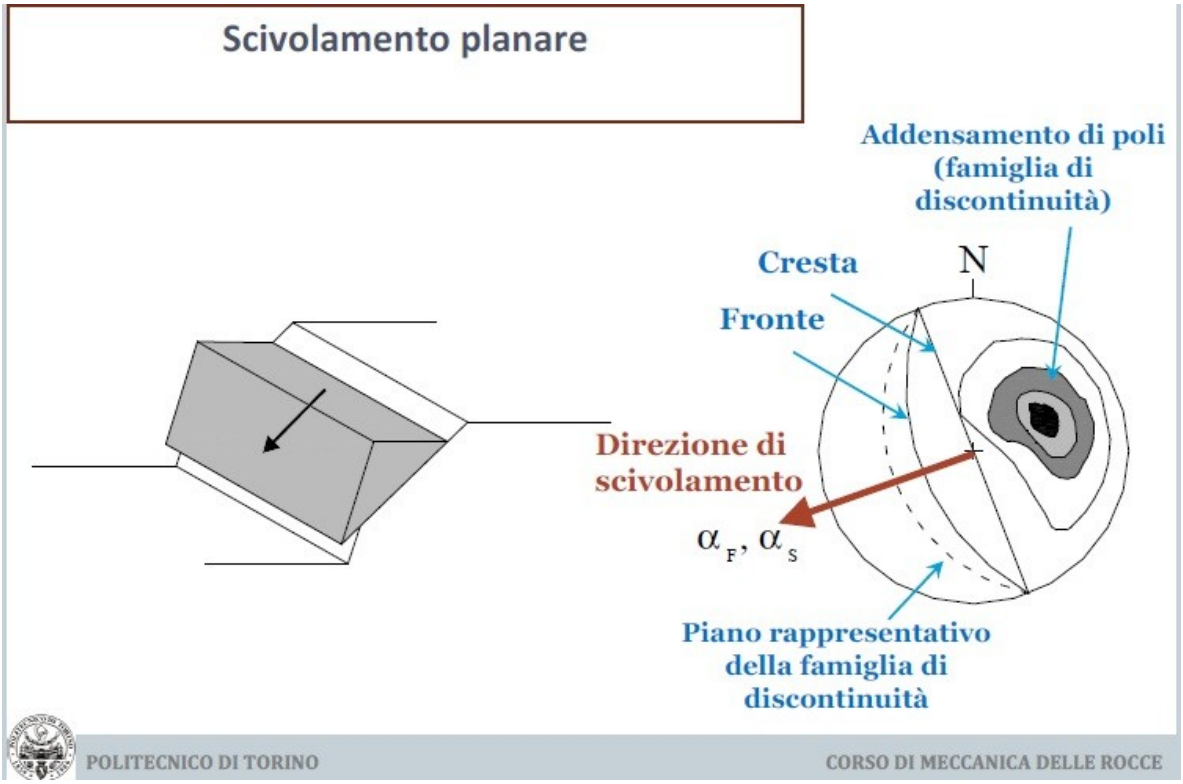
LA VECCHIA NORMATIVA SCEGLIEVA $F = 1,3$

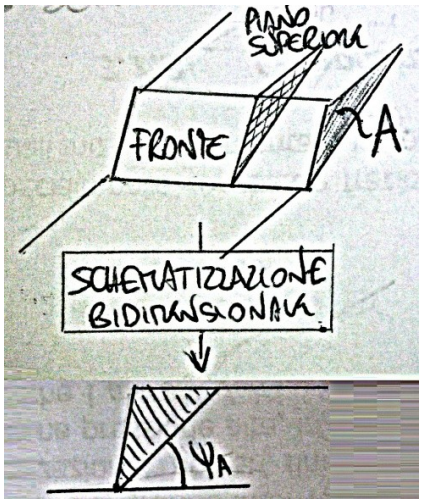
IL COMPORTAMENTO DEL DISCONTINUO È SIMILE AL COMPORTAMENTO RIGIDO-PLASTICO



PRIMA DEL RAGGIUNGIMENTO DEL PICCO (DEL CROLLO) GLI SPOSTAMENTI SONO MOLTO PICCOLI (NON APPREZZABILI).

SCIVOLAMENTO 2D





Esiste un piano di discontinuità che possa formare solidi che, visti in sezione, hanno forma triangolare, compresi tra il piano superiore, il piano di fronte ed il piano della discontinuità (A).

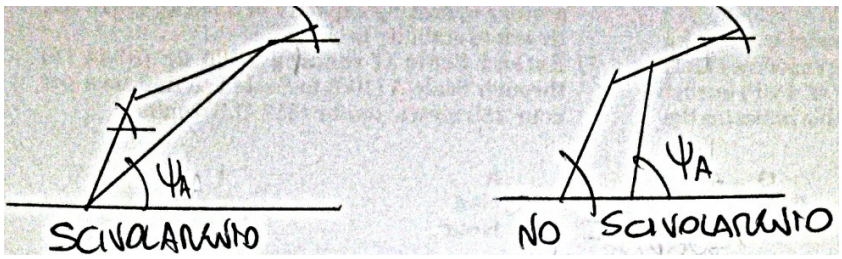
Qualunque piano verticale perpendicolare al fronte si consideri, si ricava sempre la stessa sezione (le sezioni devono essere tutte uguali).

Condizioni affinché ci sia un cinematismo 2D:

- si confronta α_{PIANO} - α_{FRONTE}: la condizione ottimale $\alpha_A = \alpha_{FRONTE}$ non si verifica mai;
  ci si può spingere fino ad una discordanza di 20°, rispetto alla condizione teorica:
  $\alpha_A = \alpha_F \pm 20°$.
- anche il piano superiore deve soddisfare la condizione di congruenza:
  $\alpha_A = \alpha_{SUP} \pm 20°$.

Per individuare l'α di $\begin{cases} fronte \\ piano\ superiore \end{cases}$ bisogna schematizzare il profilo.

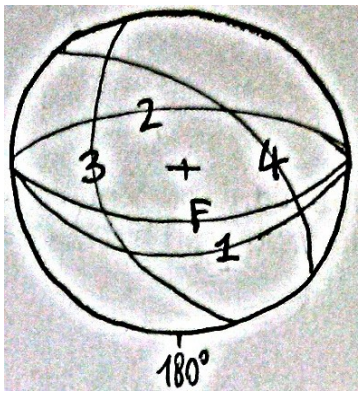
- $\psi_{SUP} < \psi_A < \psi_{FRONTE}$



Rappresentazione con stereogrammi [v. MDR 06 05 - rappresentazione scivolamento con stereogrammi]

Si ragiona su $\begin{cases} piano\ del\ fronte \\ piano\ superiore \end{cases}$.

Si immagini un piano del fronte con $\begin{cases} \alpha_F = 180° \\ \psi_F = 70° \end{cases}$.



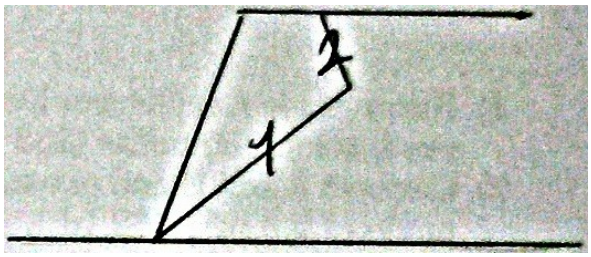
Con un rilevamento si osserva che nell'AR ci sono 4 sistemi di piani, individuati con piani medi rappresentativi.

Si considera lo steroegramma per individuare i tipi di cinematismo.

Affinché ci sia uno scivolamento bidimensionale, bisogna rispettare le condizioni precedentemente viste.
Il piano che soddisfa le caratteristiche è il piano 1;
il piano 1 diventa il piano A (quello che è sempre stato indicato con la lettera A.

In questo caso, il piano 1 ha: $\begin{cases} \alpha_1 < \alpha_F \\ \psi_1 = \psi_F \end{cases}$

C'è un giunto di trazione, dato dal piano 2.

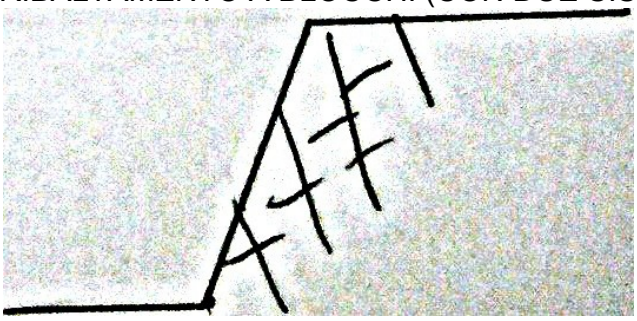


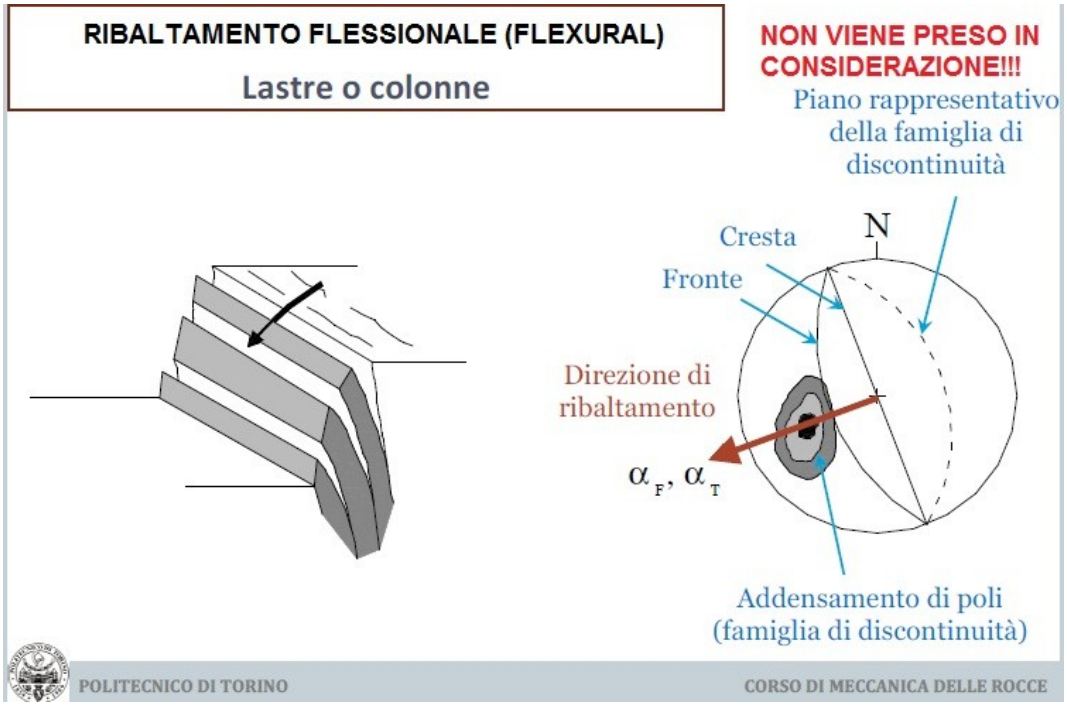
Il piano 3 tende a separare quasi verticalmente.

Il piano 4 divide il pendio, ma non ha particolari funzioni.

I sistemi di piani possono essere molti:
all'interno del cinematismo non è per forza necessario considerarli tutti.

RIBALTAMENTO A BLOCCHI (CON DUE SISTEMI DI DISCONTINUITA')





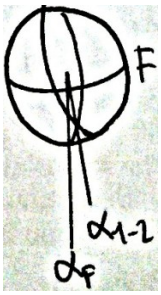
Per il ribaltamento servono 2 sistemi di discontinuità.
In questo caso è presente un solo sistema.

I metodi dell'equilibrio limite non sono applicabili; per l'instabilità, il materiale si rompe per effetto flessionale.
La rottura dovrebbe formarsi all'interno del materiale (fenomeno raro).

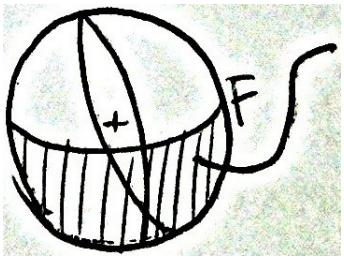
Bisogna utilizzare i metodi delle tensioni per verificare se c'è rottura nel materiale.

[Il piano superiore è sempre stato considerato orizzontale, quindi sullo stereogramma è rappresentato dal grande cerchio].

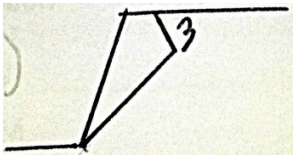
Innanzitutto si ragiona sulle intersezioni (1-2, 1-3, 1-4, 2-3, 2-4).

L'intersezione 1-2 dà origine ad un 

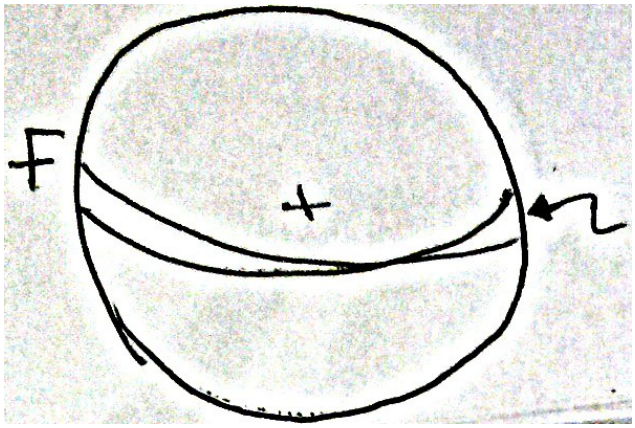
cinematismo 3D, perchè $\alpha_F \sim \alpha_{1-2}$:



La regola semplice, dal punto di vista pratico, è che una linea di intersezione fa parte di un sistema di scivolamento 3D se è compresa tra il piano orizzontale ed il fronte, cioè nella zona evidenziata.



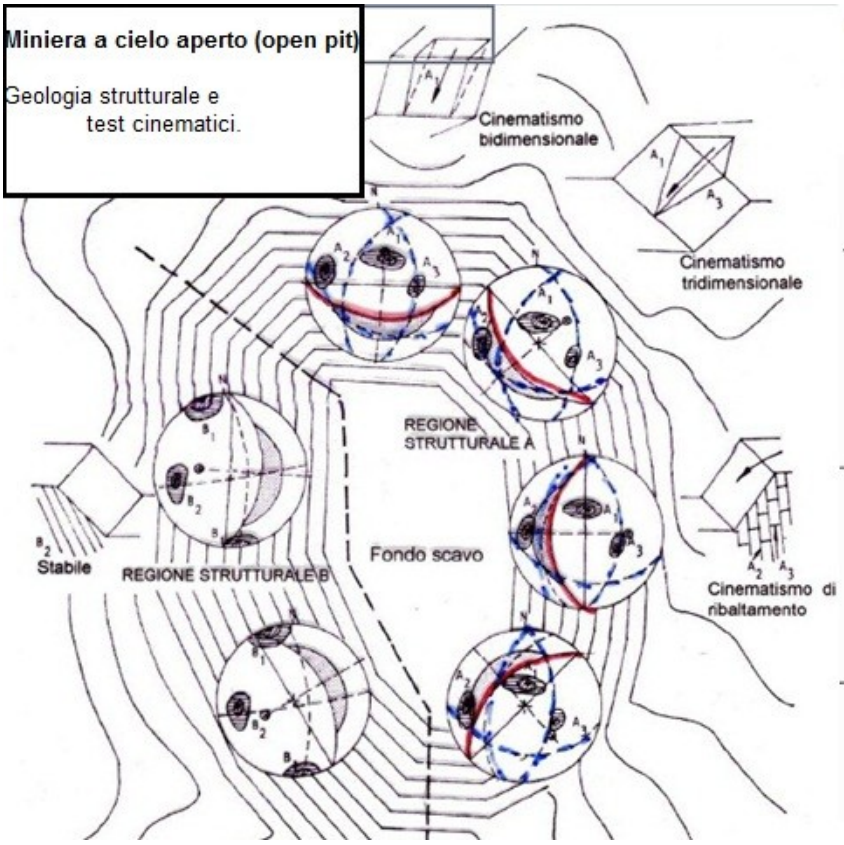
Il piano 3 può essere un giunto di trazione
(che guarda dall'altra parte).



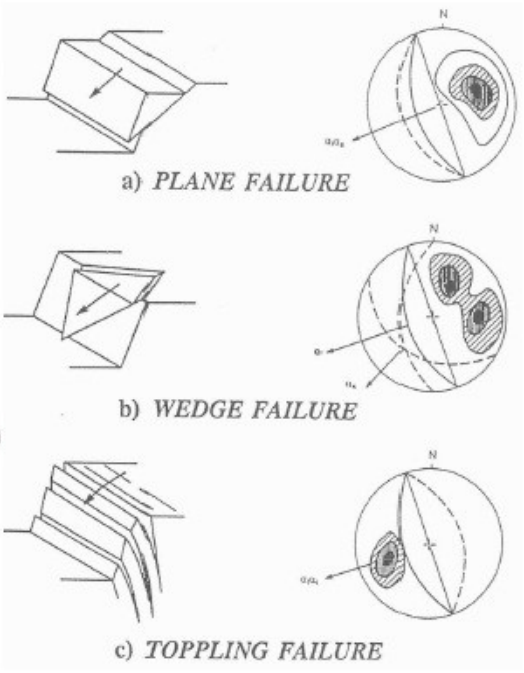
$\pm 20°$ → è il piano di scivolamento.

Miniera a cielo aperto (open pit)

Geologia strutturale e
test cinematici.

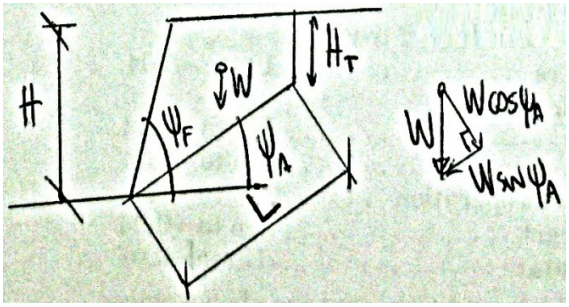


Tipologie di distacco



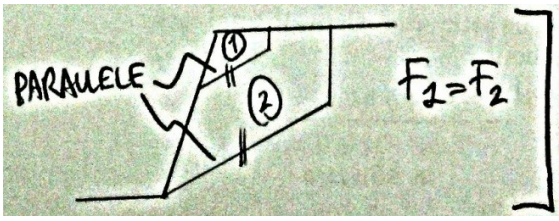
SCIVOLAMENTO PLANARE 2D

Si consideri un modello semplificato.



Il blocco si può instabilizzare, scivolando sul piano di discontinuità A; è caratterizzato da un φ_P.

$$F = \frac{N' \cdot tg\varphi_P}{\underbrace{S}_{forze\ scivolanti}} = \frac{W \cdot cos\psi_A \cdot tg\varphi_P}{W \cdot sin\psi_A} = \frac{tg\varphi_P}{tg\psi_A}$$



In questo caso, φ_P non è lo stesso.

$$\Rightarrow \varphi_P = (\varphi_r + \underbrace{i})$$

$$i = JRC_{SITO} \cdot Log_{10} \frac{JCS_{SITO}}{\sigma_n}$$

- $\sigma_{n2} > \sigma_{n1}$ sicuramente

$\Rightarrow i_2 < i_1 \qquad \Rightarrow \varphi_{P2} < \varphi_{P1}$

- $dimensioni_{giunto} \propto \frac{1}{JRC}$

$JRC_2 < JRC_1 \qquad \Rightarrow \varphi_{P2} < \varphi_{P1}$

Con queste considerazioni, si è legittimati a considerare il solido più grande; questa scelta è sensata, se bisogna progettare un sistema di stabilizzazione del pendio.

→ si consideri la presenza di **coesione**

$$F = \frac{W \cdot cos\psi_A \cdot tg\varphi_P \cdot \overbrace{1}^{\text{profondità unitaria}} + c \cdot L \cdot \overbrace{1}^{\text{profondità unitaria}}}{W \cdot sin\psi_A} = \frac{W \cdot cos\psi_A \cdot tg\varphi_P + c \cdot L}{W \cdot sin\psi_A}$$

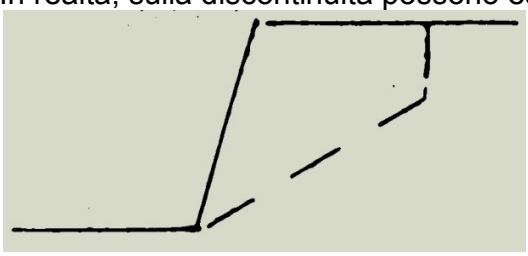
Anche in questo caso, i fattori di sicurezza più bassi sono relativi ai solidi di dimensioni maggiori

$$dimensione_{solido} \propto \frac{1}{F_{sicurezza}}$$

Fisicamente, la coesione rappresenta i ponti di roccia.

La rappresentazione adottata prevede che le 2 discontinuità siano $\begin{cases} continue \\ perfettamente\ connesse \end{cases}$.

In realtà, sulla discontinuità possono essere presenti n ponti di roccia, di lunghezze l_{pi}.



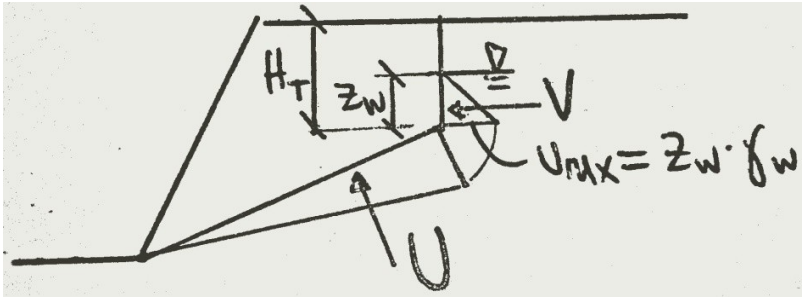
Parametri:

- $\begin{cases} angolo\ d'attrito \\ coesione \end{cases}$ dei ponti di roccia, quindi relativi al materiale roccioso;
- angolo d'attrito della discontinuità.

$$\begin{cases} Hp: angolo\ d'attrito_{discontinuità} \equiv angolo\ d'attrito_{materiale\ roccioso}: \varphi_P \equiv \varphi_m \\ \left(\begin{array}{l} non\ si\ conosce\ la\ \sigma_n\ che\ agisce\ sui\ ponti\ di\ roccia, e\ nemmeno\ quella\ che\ agisce \\ sulle\ discontinuità, a\ meno\ di\ fare\ altre\ assunzioni; \\ per\ questo\ motivo\ si\ è\ fatta\ l'assunzione\ più\ semplice. \end{array} \right) \\ c \neq 0 \rightarrow c_m \end{cases}$$

$$\Rightarrow F = \frac{W \cdot cos\psi_A \cdot tg\varphi_P + c_m \cdot \sum_i l_{p_i}}{W \cdot sin\psi_A}$$

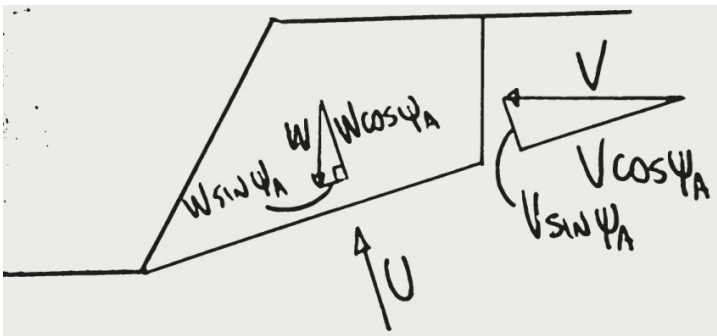
Caso più generale: l'acqua non riempie completamente il giunto di trazione.



Ci sono 2 forze, risultanti delle distribuzioni di pressioni:

$$\begin{cases} V = \dfrac{U_{MAX} \cdot z_w \cdot 1}{2} = \dfrac{\gamma_w \cdot {z_w}^2}{2} \\ U = \dfrac{U_{MAX} \cdot L \cdot 1}{2} = \dfrac{\gamma_w \cdot z_w \cdot L}{2} \end{cases}$$

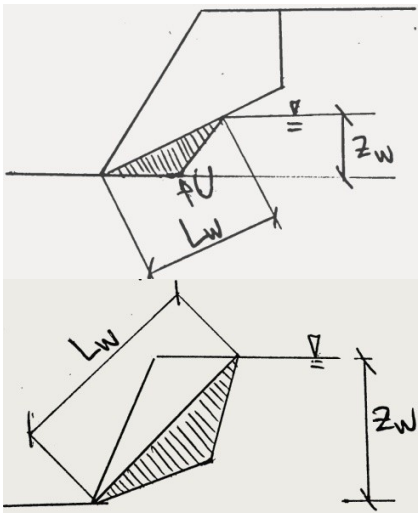
DETERMINAZIONE DI F



$$\begin{cases} c = 0; \\ U, V = 0; \\ \varphi_P \neq 0. \end{cases}$$

$$\Longrightarrow F = \frac{(W \cdot cos\psi_A - U - V \cdot sin\psi_A) \cdot tg\varphi_P}{W \cdot sin\psi_A + V cos\psi_A}$$

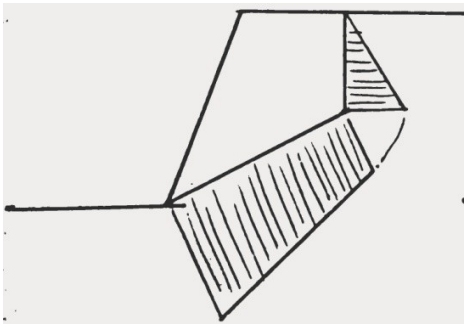
La formula dipende da z_w, che è una variabile.
Si assume che, in futuro, il giunto di trazione si riempia completamente di acqua: $z_w = H_T$.
Il geologo può indirizzarci sulle ipotesi da adottare.



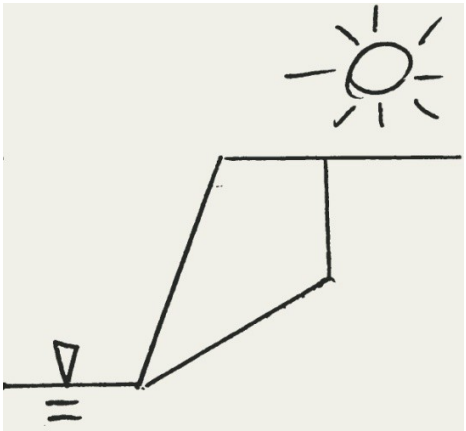
$$u_{max} = \frac{z_w}{2} \cdot \gamma_w$$

$$U = \left[\left(\frac{z_w}{2} \cdot \gamma_w\right) \cdot \frac{L_w}{2} \cdot \frac{1}{2}\right] \cdot 2 = \frac{z_w \cdot L_w \cdot \gamma_w}{4}$$

$$F = \frac{(W \cdot cos\psi_A - U) \cdot tg\varphi_P}{W \cdot sin\psi_A}$$



Condizione limite: l'acqua non può fuoriuscire;
questa condizione è gravosa, e di solito non si considera.



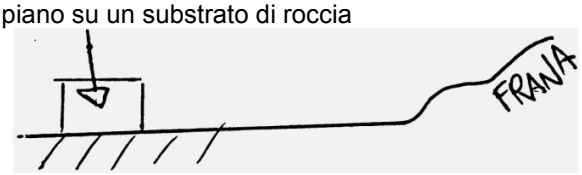
Un caso reale con distribuzione simile è osservabile in Norvegia; può essere presente del ghiaccio nelle fessure, che scioglie in superficie ma resta sotto forma di tappo alla base.

$$a_{MAX} = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

dove:

a_g è l'accelerazione massima misurata nel punto più vicino alla frana, su un substrato di roccia, in un luogo pianeggiante.

misuratore di accelerogrammi,
posto in piano su un substrato di roccia



$$a_g = f\left(\underbrace{t_{ritorno\ accelerogramma}}_{solitamente\ 50\ anni}\right)$$

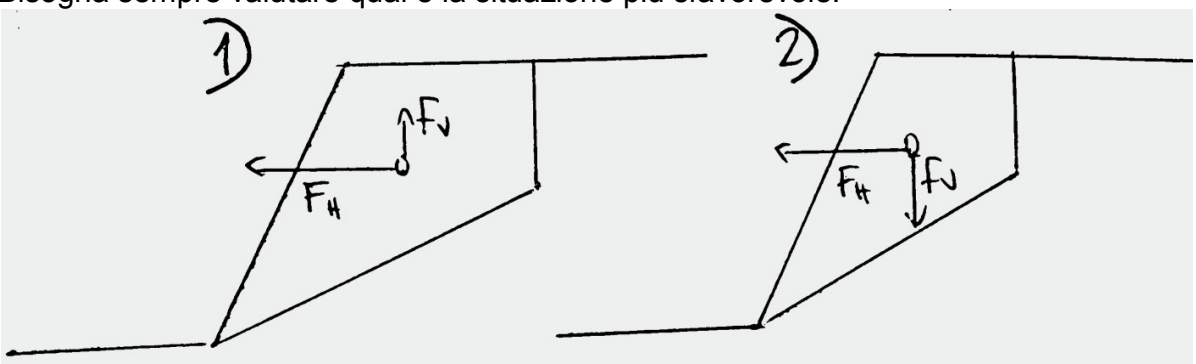
La struttura potrebbe $\begin{cases} poggiare\ su\ roccia \\ non\ essere\ in\ piano \end{cases}$ $\Longrightarrow$ lo stesso terremoto può avere effetti diversi

$\Longrightarrow$ si introducono fattori correttivi:

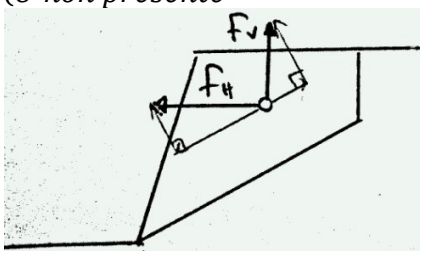
S_T è un fattore correttivo topografico;
per pendio con pendenza massima: S_T = 1.4 ← nei pendii in roccia la pendenza è sempre elevata.
S_S è un fattore correttivo stratigrafico (di solito vale 1, perchè ci si trova sulla roccia).
solitamente:

$$a_{MAX} = 1{,}4 \cdot a_g$$

Bisogna sempre valutare qual è la situazione più sfavorevole:



$\begin{cases} caso\ 1) \\ U\ non\ presente \end{cases}$:

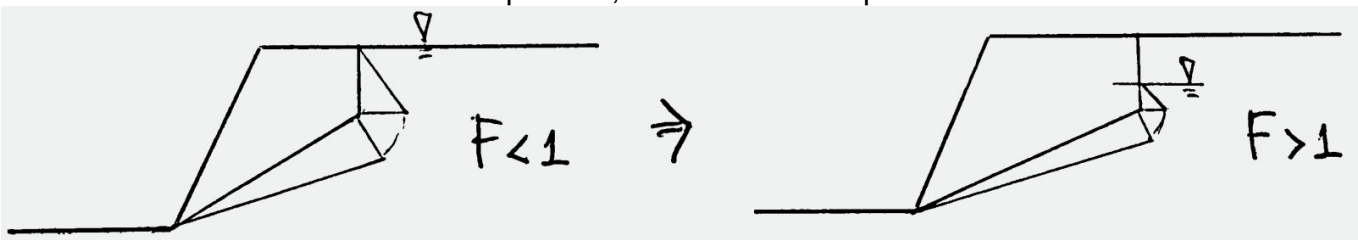


stabilità:

$$F = \frac{(W \cdot cos\psi_A - F_H \cdot sin\psi_A - F_V \cdot cos\psi_A) \cdot tg\varphi_P}{W \cdot sin\psi_A + F_H cos\psi_A - F_V \cdot sin\psi_A} \geq 1{,}3$$

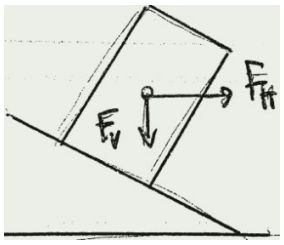
$F \leq 1.3$ implica che il pendio dia problemi di sicurezza, in futuro.

Quando si ottiene F<1, bisogna essere consapevoli che nella realtà, in passato, c'è stato F=1;
al di sotto di F=1 c'è il crollo.
L'ipotesi F<1 è troppo gravosa $\Longrightarrow$ il pendio è instabile.
Nella relazione è buona norma non riportarlo; è buona norma riportarsi a F>1.



F<1.3 $\Longrightarrow$ bisogna intervenire sul pendio, poiché in futuro potrebbe instabilizzarsi.

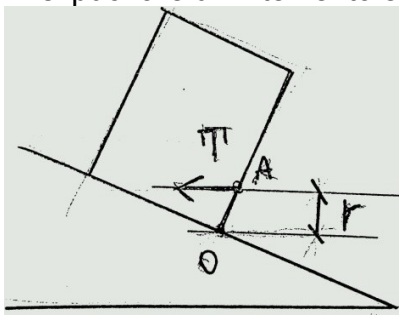
→ con terremoto



$$\begin{cases} F_V = k_V \cdot W \\ F_H = k_H \cdot W \\ \begin{cases} k_V = \frac{1}{2} k_H \\ k_H = \frac{a_{MAX}}{g} \beta \end{cases} \end{cases}$$

$$F = \frac{(W cos\psi_A)\frac{b}{2} + (F_V cos\psi_A)\frac{b}{2}}{(W sin\psi_A)\frac{h}{2} + (F_H cos\psi_A)\frac{h}{2} + (F_H sin\psi_A)\frac{b}{2} + (F_V sin\psi_A)\frac{h}{2}}$$

→ si può fare un intervento e riscrivere F



Si può trascurare l'inclinazione, senza scomporre in componenti.
La componente di T passante per $\overline{OA}$ crea un momento nullo (poiché il braccio è nullo).

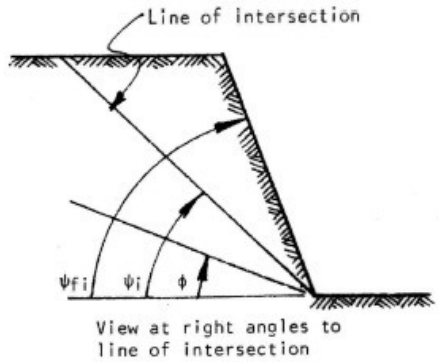
$$F = \frac{(W cos\psi_A)\frac{b}{2} + T \cdot r}{(W sin\psi_A)\frac{h}{2}}$$

SCIVOLAMENTO A CUNEO
[Si considera l'equazione semplificata, poichè quella completa si analizza in Stabilità dei Pendii]

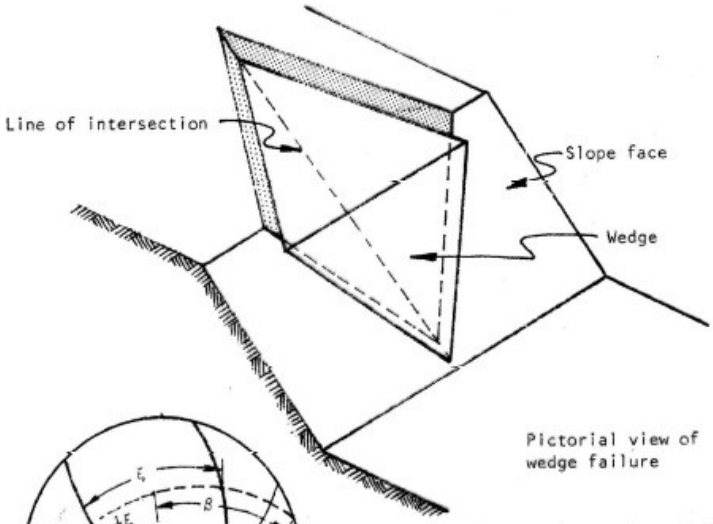
Hp.: lo scivolamento avviene sui 2 piani, lungo la retta di intersezione.

La sezione verticale passante per la linea di intersezione contiene il peso del cuneo.

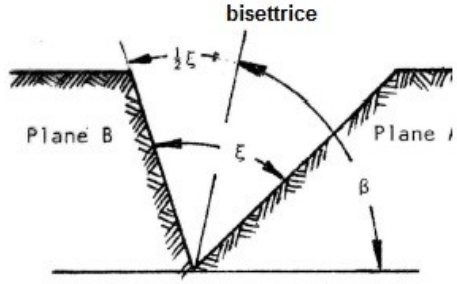
Si considera una sezione perpendicolare alla linea di intersezione;
su questo piano si delimitano 2 angoli.



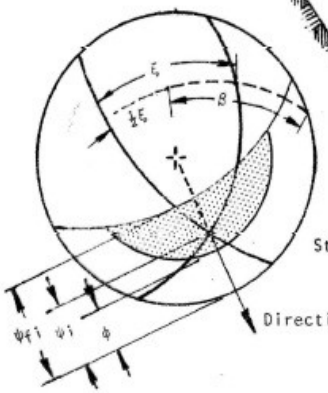
View at right angles to line of intersection



Pictorial view of wedge failure



View along line of intersection



Note : The convention adopted in this analysis is that the plane with the flatter of the two dips is always referred to as Plane A.

Stereoplot of wedge failure geometry

Direction of sliding

Wedge failure geometry

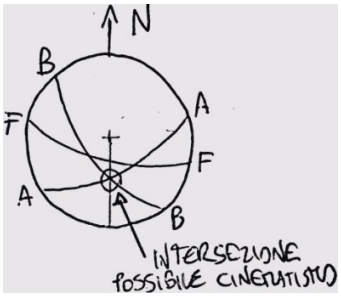
→ *rappresentazione su stereogrammi*

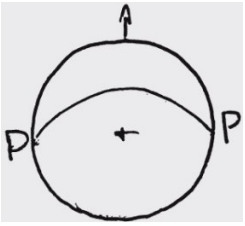
● Esempio

$\alpha_F = 180°, \psi_F = 70°$
$\alpha_A = 150°, \psi_A = 50°$
$\alpha_B = 210°, \psi_B = 60°$

$\varphi_P = 50°$

$\alpha_i = 162°, \psi_i = 50°$



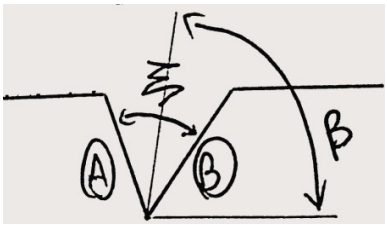


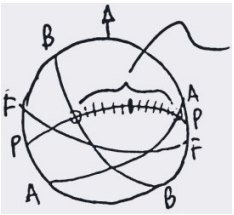
- Il piano su cui si individuano i due angoli è ⊥ linea di intersezione;
  (questo piano ha per polo la linea di intersezione).

  P: $\begin{cases} \alpha_{PIANO} = \alpha_{POLO} + 180° = \alpha_i + 180° = 162° + 180° = 342° \\ \psi_{PIANO} = 90° - \psi_{POLO} = 40° \end{cases}$

- Individuazione di $\xi/2$, dove ξ è l'apertura del cuneo sulla sezione.

Mi interessano le intersezioni $\begin{cases} di \begin{cases} A \\ B \end{cases} \\ con\ il\ piano \\ \quad di\ lavoro\ P \end{cases}$

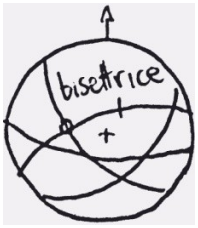


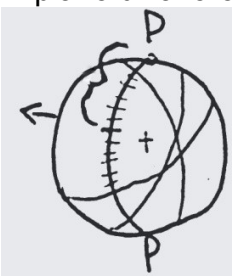


si conta la distanza: $\xi = 130°$.

Per individuare β, si conta per $\xi/2$, a partire da una delle due intersezioni sul

piano di lavoro; si calcola l'angolo tra la bisettrice e l'intersezione del piano orizzontale con il piano di lavoro.





$$F = \frac{\sin 75°}{\sin 65°} \cdot \frac{\mathrm{tg}\,50°}{\mathrm{tg}\,50°}$$

Chiodatura o Bullonatura

- Zona di testa
- Elemento strutturale [barra filettata (non), cava (non)]
- Ancoraggio (puntuale, distribuito)

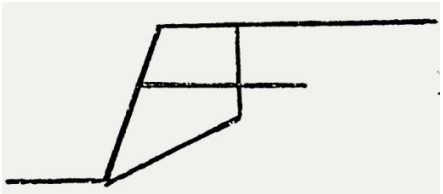
- Diametro: sezione resistente tipica $2 \div 4$ cm^2 (φ pieno $1{,}8 \div 2{,}2$ cm)
- Acciai $500 \div 600$ Mpa a snervamento
- Lunghezze: $2 \div 5$ m

Un chiodo/bullone è un elemento in acciaio inserito nell'AR, costituito da 3 parti:

$$\begin{cases} parte\ strutturale\ (stelo): trasmette\ il\ carico; \\ parte\ di\ ancoraggio\ nell'AR; \\ parte\ di\ ancoraggio\ sulla\ superficie\ del\ fronte. \end{cases}$$

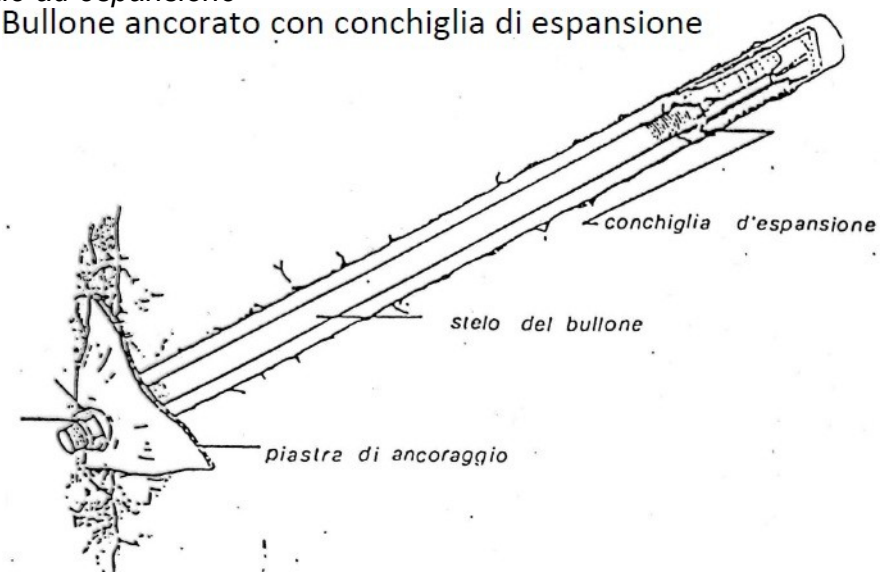
bullone $\begin{cases} attivo: applica\ subito\ la\ forza; \\ passivo: inizia\ a\ lavorare\ quando\ il\ solido\ si\ muove. \end{cases}$

Affinché un bullone sia efficace, esso deve raggiungere la zona oltre la superficie di instabilità.
Con il metodo dell'equilibrio limite, ci sono problemi con i bulloni passivi.
Un esempio di bullone attivo è quello ancorato con conchiglia di espansione.



Ancoraggio puntuale ad espansione

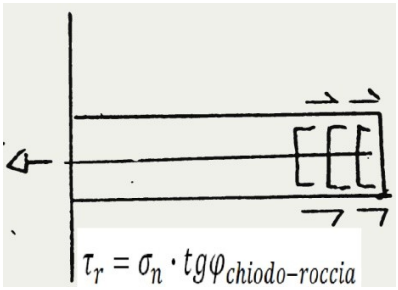
Bullone ancorato con conchiglia di espansione



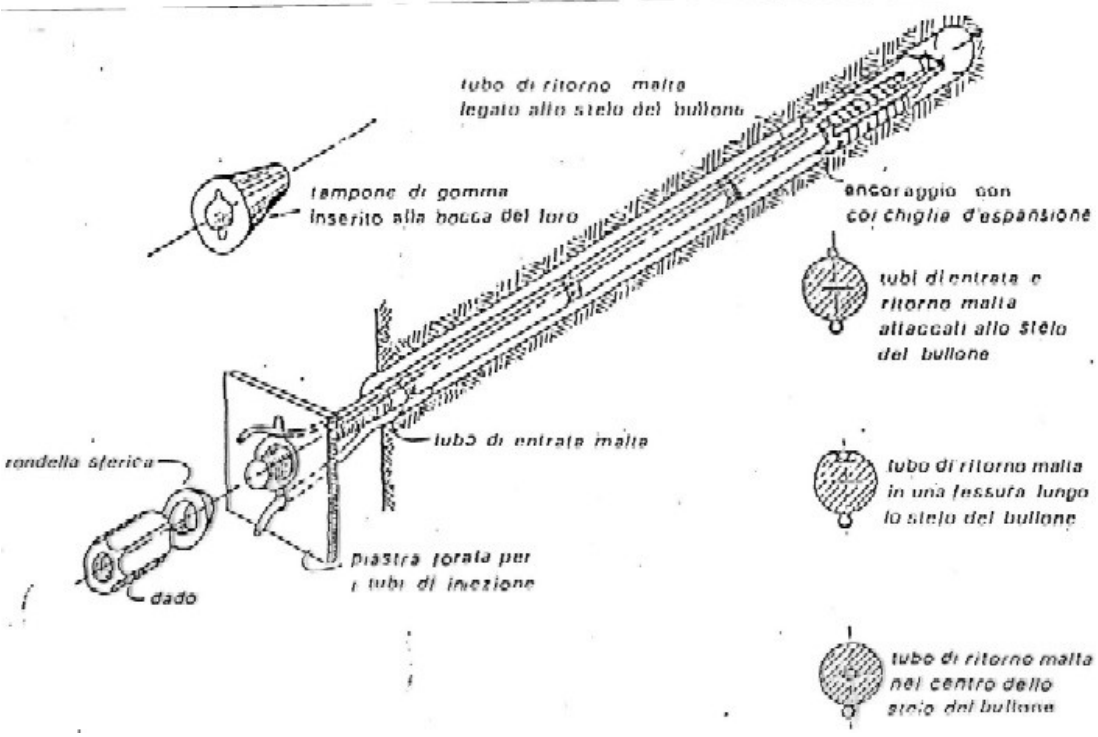
Si avvita il sistema e si mette in tensione lo stelo:

si crea una compressione tra $\begin{cases} conchiglia\ di\ espansione; \\ piastra\ di\ ancoraggio. \end{cases}$

$$\begin{cases} bullone: l = 3 \div 4m\ (\rightarrow 7m); \\ conchiglia \begin{cases} chiusa: \phi_{conchiglia} < \phi_{foro} \\ espansa: \phi_{conchiglia} > \phi_{foro} \Longrightarrow contrasta\ con\ il\ foro \end{cases} \end{cases}$$

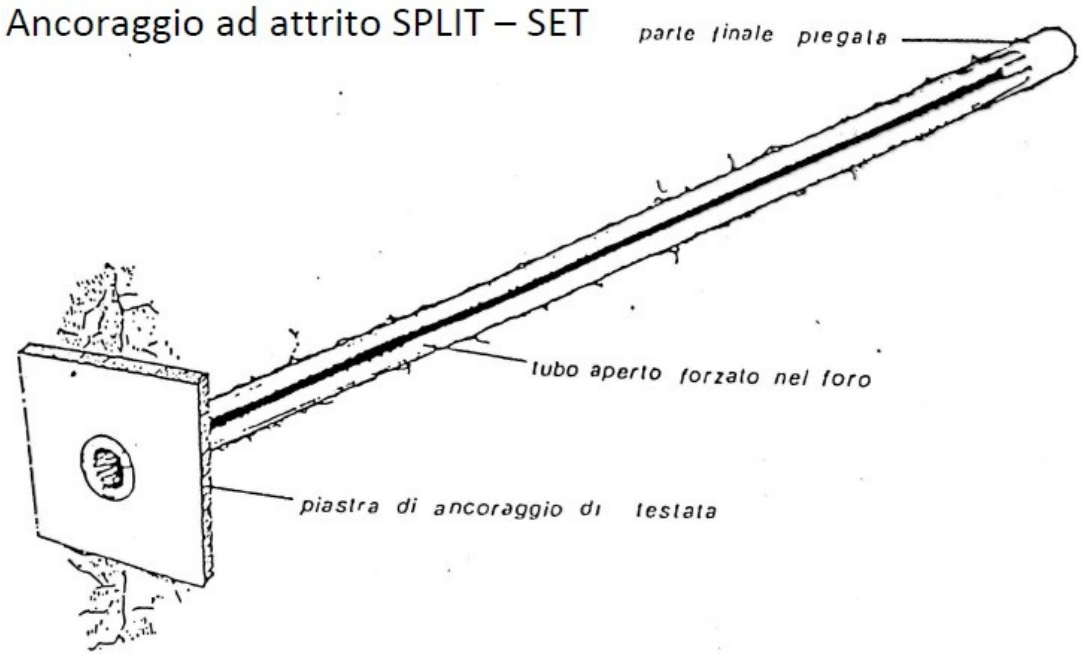


Bullone tesato e iniettato con ancoraggio meccanico



$$\begin{cases} conchiglia\ di\ espansione + iniezione; \\ bullone\ più\ sicuro\ ma\ più\ costoso. \end{cases}$$

Ancoraggio ad attrito SPLIT – SET

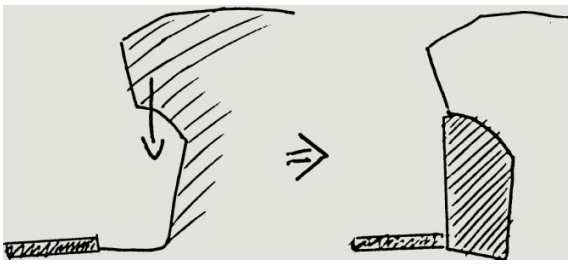


il bullone è cavo.
Si forzano i lembi a combaciare, portandoli in una posizione diversa dalla configurazione indeformata.
Una volta che il bullone è inserito, liberando il vincolo, esso tende a tornare nella posizione associata alla configurazione indeformata.

SPRITZ BETON

Spessore variabile da punto a punto.
Nessuna capacità portante ⟹ elemento di pulizia ed uniformità.

MURI IN C.A.



Utilizzati soprattutto in situazioni aggettanti.
I muri sono poco armati, poichè devono resistere a carichi verticali.
Possono stabilizzare porzioni limitate di materiale.

$$H_{MAX} = 15m$$

DRENAGGI

Devono captare l'acqua lungo la superficie di scorrimento, su cui agiscono le pressioni.
Sono costituiti da una serie di fori realizzati nell'AR, rivestiti con tubi finestrati.
Si possono fare lavori a monte, con opere di raccolta (canalette).

RETI

Vanno fissate ai pendii con chiodi.

DISGAGGIO $\begin{cases} manuale\ (con\ palanchini) \\ con\ l'uso\ di\ esplosivo \end{cases}$

In generale, i costi maggiori riguardano la perforazione e l'installazione dei tiranti.

■ interventi attivi (di prevenzione) per evitare il distacco del blocco;
è necessaria l'individuazione del blocco instabile.

$$\left[\begin{array}{l} Si\ possono\ fare\ dei\ monitoraggi. \\ Il\ punto\ critico\ in\ questo\ caso\ \text{è}\ la\ definizione\ del\ valore\ di\ soglia; \\ \quad nella\ caduta\ massi\ \begin{cases} si\ sormontano\ i\ ponti\ di\ roccia; \\ si\ supera\ la\ rugosit\text{à}. \end{cases} \\ In\ certi\ casi\ risulta\ conveniente\ spostare\ l'opera \leftarrow bisogna\ fare\ un'analisi\ \dfrac{costi}{benefici} \end{array}\right]$$

→ abbattimento del blocco instabile (è un tipo di intervento a parte):
→disgaggio: operato da rocciatori in corda, con palanchino; pulitura della parete:
intervento discontinuo, legato a $\begin{cases} qualit\text{à} \\ abilit\text{à} \end{cases}$ delle squadre di rocciatori

$$\left[\begin{array}{l} un\ rocciatore\ appeso\ in\ fune\ non\ perfora\ pi\text{ù}\ di\ 35\ cm\ di\ diametro, \\ per\ lunghezze \leq 3.5m, con\ un\ martello\ perforatore. \end{array}\right].$$

→abbattimento con esplosivo.

■ interventi passivi (di protezione) quando non si riesce ad individuare il blocco;
si inseriscono opere per l'intercettazione, che intervengono quando il blocco si è già staccato, per fermarlo.

- cambio della geometria del versante $\begin{pmatrix} mai\ in\ opere\ civili \\ tipico\ in\ opere\ minerarie \end{pmatrix}$;
- installazione di barriere paramassi a rete;
- installazione di muri di protezione in CLS ← $\begin{pmatrix} utili\ per\ i\ sassi\ pi\text{ù}\ piccoli \\ tecnologia\ abbandonata \end{pmatrix}$;
- gallerie artificiali, al di sopra delle quali si dispone uno strato di smorzamento

$$\left[\begin{cases} ci\ sono\ linee\ guida\ svizzere, scaricabili\ dall'ANAS\ svizzero \\ ci\ sono\ linee\ guida\ di\ progettazione\ nel\ libro\ di\ Veneto\ Strade \end{cases}\right]$$

Si trasforma l'energia in forza statica, tenendo conto dello spessore dello strato di assorbimento, con formule empiriche; la forza va applicata su un portale, che si dimensiona strutturalmente;

- rilevati in terra o in scogliera;
- reti in aderenza: sono appoggiate sui versanti per guidare i massi a non cadere su zone in pericolo;
- rafforzamenti verticali: $\begin{cases} reti\ in\ aderenza \\ + \\ chiodi\ distribuiti\ con\ maglia\ sistematica \end{cases}$;
- muri aderenti alla parete.

$$[reti\ metalliche \rightarrow caduta\ di\ sassi\ da\ pareti\ aggittanti]$$

→Progettazione.

- scelta dell'ubicazione, sulla base $\begin{cases} del\ calcolo\ delle\ traiettorie \\ della\ fattibilità\ costruttiva' \end{cases}$.

$$ubicazione = f(caratteristiche\ strutturali\ del\ pendio).$$

- scelta dell'altezza (montanti di altezza $h = 4 \div 6m$).
- definizione dell'energia da intercettare.
- scelta del prodotto a livello energetico $\left(\begin{matrix} l'impresa\ che\ vince\ l'appalto\ sceglie\ la\ marca \\ che\ ritiene\ più\ opportuna \end{matrix}\right)$.
- dimensionamento delle fondazioni.

→ETAG 027_ Procedura prevista per certificare con marcatura CE le barriere paramassi.
Prove previste: prove d'impatto, con blocchi lanciati contro la barriera paramassi, in un campo prove. $v \geq 25\,{}^{m}/_{s}$.

→prova MEL (maximum energy level): massima energia che la barriera può sopportare. Si lancia un blocco con $\Phi > \frac{1}{3} h_{barriera}$, a $v \geq 25\,{}^{m}/_{s}$.

Condizione di accettazione: la barriera arresta il blocco.

Per la scelta della barriera non è importante il materiale; si considera il Mel.

→prova SEL (service energy level): energia pari ad $\frac{1}{3} MEL$

(⟹non è l'energia di progetto!)

La barriera subisce 2 urti consecutivi, con blocchi a $v \geq 25\,{}^{m}/_{s}$.

Dopo il primo, $\begin{cases} la\ barriera\ non\ deve\ essersi\ rotta \\ h_{residua} \geq 70\% h_{iniziale}\ \left(\begin{matrix} abbassamento\ dovuto \\ all'insaccamento \end{matrix}\right) \end{cases}$;

si rimuove il blocco e senza manutenzione si impone un secondo urto.

Questo dà una garanzia di qualità per urti ad energia più bassa.

Condizione di accettazione: arresto del blocco.

L'ETAG misura anche le forze sulle fondazioni durante l'urto $\left(\begin{matrix} parametro\ progettuale \\ ma\ non\ di\ soglia \end{matrix}\right)$.

Una barriera da 2000KJ trasmette sulla fondazione una forza impulsiva di 15÷30t.

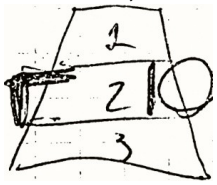
$$[una\ forza\ impulsiva\ si\ risolve\ in\ 0{,}5s].$$

L'ETAG dice che, se una barriera di $\hat{h}$ ha passato il test, si può utilizzare una barriera di $\hat{h} + 1$.

$$\Rightarrow \begin{cases} riduzione\ altezza \Rightarrow \begin{cases} riduzione\ superficie\ acciaio \\ riduzione\ deformabilità \\ aumento\ rigidità \\ forze\ maggiori \end{cases} \\ aumento\ altezza \Rightarrow \begin{cases} aumento\ superficie\ acciaio \\ aumento\ deformabilità\ \left(\begin{matrix} maggiori\ deformazioni \\ a\ valle \end{matrix}\right) \\ diminuzione\ rigidità \\ forze\ minori \end{cases} \end{cases}$$

Progettazione.
→progettazione semplificata con simulazioni.
→si può fare un calcolo numerico ad elementi finiti in campo dinamico $\binom{complesso}{costoso}$.

Si immagina che il sistema del rilevato sia costituito da 3 blocchi rigidi, con diverso comportamento, a seconda dell'impatto.



1) blocco superiore non interessato dall'impatto;
2) blocco intermedio che scorre;
3) blocco inferiore che non si muove.

Condizioni di SLU: $\begin{cases} blocco\ 1\ verso\ monte \\ blocco\ 2\ verso\ valle \end{cases}$. $quando\ 1\ collassa\ sopra\ a\ 2$ ' $quando\ 2\ collassa\ sopra\ a\ 3$.

Schemi di calcolo per lo spostamento.

$\boxed{\text{interazione blocco} - \text{pendio}}$

importano: $\begin{cases} \text{Peso, forma e geometria del blocco in esame;} \\ \text{Topografia del pendio;} \\ \text{Natura e caratteristiche meccaniche dei materiali a contatto.} \end{cases}$

→ Scivolamento

- $\begin{cases} \text{velocità angolare del blocco nulla;} \\ \text{velocità di traslazione} = \mathrm{f}\left(\begin{matrix}\text{coefficiente di attrito dinamico} \\ \text{inclinazione del piano}\end{matrix}\right) \end{cases}$

- CFR con rotolamento: maggiori $\begin{cases} \text{velocità di traslazione} \\ \text{perdita di energia} \end{cases}$

→ Rotolamento

- Il blocco assume un certo valore di velocità angolare; contemporaneamente, la velocità di traslazione si riduce.

→ Rototraslazione (combinazione di rotolamento e scivolamento)

- importa conoscere la velocità di cui è dotato un blocco in moto rototraslativo, che percorre un tratto rettilineo di pendio
- formula empirica di Hoek (1987):

$$V = \sqrt{\left(V_0^2 + 2 \times s \times g \times K\right)} \text{ con: } \begin{cases} V_0\text{: velocità iniziale di discesa} \\ \text{s: distanza percorsa} \\ \text{g: accelerazione di gravità} \\ \text{K: } \underbrace{\text{costante}} = \mathrm{f}\left(\begin{matrix}\text{pendenza del versante } \theta \\ \text{l'angolo di attrito del materiale a contatto } \varphi\end{matrix}\right) \end{cases}$$

Hoek suggerisce di approssimare K con la funzione sinθ; sono comunque disponibili grafici che consentono una buona stima di tale parametro.

La relazione di Hoek presuppone che le dimensioni e la forma proprie del corpo in moto non influenzino le caratteristiche di rotolamento e scivolamento.
Peraltro la forma di uno stesso masso può variare durante l'azione dinamica, ovvero il rimbalzo, in quanto gli urti possono causare la sua rottura oppure il semplice smussamento degli spigoli; risulta pertanto difficile definire, all'interno di una modellazione del fenomeno di caduta, la forma precisa del blocco.

→ Rimbalzo

- fase transitoria relativa a quando il blocco impatta la superficie del pendio:

  componenti di velocità del blocco $= f\left(\begin{matrix}\text{pendenza locale del fronte} \\ \text{caratteristiche del materiale}\end{matrix}\right)$

- occorre conoscere $\begin{cases} \begin{cases} \text{velocità del blocco} \\ \text{forma del blocco} \end{cases} \textit{prima e dopo impatto} \\ \textit{coefficiente di restituzione} \end{cases}$

→ ANALISI DELLA CADUTA BLOCCHI

Un modello che esamini in modo completo la caduta di blocchi deve descrivere:

$$\begin{cases} \text{i quattro cinematismi;} \\ \text{il passaggio da uno all'altro di questi;} \\ \text{la possibile loro combinazione (es. rototraslazione)} \end{cases}$$

Esistono modelli analitici sviluppati per questo tipo di analisi, che si distinguono in:
- metodi *rigorosi*;
- metodi "*lumped mass*" (massa del blocco concentrata in un punto).

Le ipotesi sulla definizione del profilo del versante in base a cui eseguire l'analisi sono comuni ai due metodi:
- il problema della caduta blocchi è tridimensionale:
  il blocco soggetto a caduta, infatti, segue una traiettoria
  $$\begin{cases} \text{che non si sviluppa costantemente sullo stesso piano verticale} \\ traiettoria = f(\text{topografia del pendio}) \end{cases}$$
- i metodi usuali di analisi riconducono il problema alle 2D con buona approssimazione:
  viene scelta una sezione verticale costruita come sommatoria
  di tutti i più probabili percorsi di caduta del blocco lungo il versante.

<u>Metodi rigorosi</u>

- Assumono a priori la forma e la dimensione del blocco;

- Considerano tutti i generici movimenti, compresa la rotazione
  [nell'aria, infatti, il blocco ruotando segue una traiettoria balistica];

- Al contatto tra $\begin{cases} \text{blocco} \\ \text{superficie pendio} \end{cases}$ i movimenti $\begin{cases} \text{traslazionali} \\ \text{rotazionali} \end{cases}$ sono modificati dall'impatto,
  in accordo ad una serie molto complessa di condizioni che dipendono da:
  $$\begin{cases} \text{forma degli angoli di contatto} \\ \text{angolo di rotazione nel punto di impatto, ,} \\ \text{scabrezza della superficie del pendio} \end{cases}$$

- I vari metodi si distinguono tra loro in base alle ipotesi semplificative
  assunte per descrivere l'impatto.

$Effetti\ della\ forma\ del\ blocco$

- Blocchi di diversa forma e resistenza $\begin{cases} \text{compiono diversi percorsi} \\ \text{subiscono diversi tipi di rottura} \end{cases}$

  $\begin{cases} \text{sufficiente tenerezza della roccia costituente il blocco} \\ \text{collisioni multiple} \end{cases} \Rightarrow$ possono verificarsi le rotture degli spigoli (sorta di smussatura)

  In rocce stratificate, la rottura avviene lungo i piani di scistosità,
  determinando dei solidi di roccia di forma tabulare,
  che si muovono secondo la condizione di moto più efficiente,
  ossia con il piano di maggior inerzia parallelo alla sezione verticale di movimento.
- Il fenomeno della rottura avviene con una notevole dispersione di energia;
  i frammenti generati si spostano di meno di quanto farebbe il blocco originario;
  talvolta, però, è possibile che la rottura generi dei frammenti di forma
  tale da disporsi in una condizione di moto più efficiente di quella del blocco originario.